



**Carlos Manuel Duarte Prazeres**

Licenciado em Engenharia Civil

## **Encontros em Cofre de Betão de Pontes e Viadutos**

Dissertação para obtenção do Grau Mestre em  
Engenharia Civil – Perfil de Estruturas

Orientador: José Delgado, Mestre, FCT-UNL

Coorientador: Ana Teresa Pereira Carvalho, Professora Doutora, FCT-UNL

**Júri:**

Presidente: Professor Doutor Válder Lúcio

Vogal: Professor Doutor Eduardo Cavaco



FACULDADE DE  
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA  
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

**Março de 2014**







**Carlos Manuel Duarte Prazeres**

Licenciado em Engenharia Civil

## **Encontros em Cofre de Betão de Pontes e Viadutos**

Dissertação para obtenção do Grau Mestre em  
Engenharia Civil – Perfil de Estruturas

Orientador: José Delgado, Mestre, FCT-UNL

Coorientador: Ana Teresa Carvalho, Professora Doutora, FCT-UNL

**Júri:**

Presidente: Professor Doutor Válder Lúcio

Vogal: Professor Doutor Eduardo Cavaco



FACULDADE DE  
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA  
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

**Março de 2014**



‘Copyright’ Nome Completo, FCT/UNL e UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.



## **AGRADECIMENTOS**

Ao meu orientador José Delgado pela orientação prestada, pelo excelente professor que é e pela forma como trata o próximo mas também pela grande disponibilidade e confiança demonstrada ao longo da realização de toda a dissertação.

À minha coorientadora Ana Teresa Carvalho por tão bem me ter recebido e por toda a disponibilidade e interesse demonstrado no desenvolvimento de toda a dissertação.

Ao Engenheiro Tiago Rodrigues que com muito gosto se dispôs a partilhar o material fornecido que permitiu uma melhor compreensão da temática abordada.

A todos os meus amigos que de uma forma ou de outra fizeram parte do meu percurso. Mauro Guerreiro, Filipe Amarante, aos Pardais.

À Teresa, pelo companheirismo, pela pessoa, por tudo.

À minha família, por todo o apoio incondicional. Dedico este trabalho, como toda a minha vida.

Obrigado Mãe.



## RESUMO

O encontro do tipo cofre é a interface entre a ponte e o terrapleno. O encontro tem como singular objetivo suportar as cargas provenientes da ponte e reter o solo no tardo, pelo que apresenta elementos estruturais semelhantes ao pilar e ao muro de suporte. Apesar de se tratar de uma estrutura amplamente utilizada em engenharia, peca por falta de texto normativo para questões de dimensionamento.

Neste texto descreve-se a estrutura do encontro do tipo cofre, apresentando-se a metodologia de dimensionamento e identificando as ações atuantes na estrutura. É ainda realizada uma análise estrutural de um encontro do tipo cofre.

Aborda-se também a evolução histórica desde os primeiros casos documentados de utilização de encontros deste tipo até ao presente e estabelece-se um enquadramento global nesta matéria, abordando os vários tipos e apontando as vantagens e condicionamentos destes.

Em conclusão, analisam-se os resultados obtidos após a aplicação dos conceitos enunciados neste documento a um caso prático, e estabelecem-se as conclusões fundamentais obtidas ao longo da realização da dissertação. São ainda realizadas propostas para desenvolvimentos futuros.

**Termos chave:** Encontro em cofre; Muro de testa; Muro Ala; Aterro; Contraforte; Viga de Estribo; Espelho do Encontro; Fundação.





# ABSTRACT

The U-abutment is the interface between the bridge and the embankment. The abutment's only purpose is to support the loads from the bridge and to retain the soil in the backfill therefore they show similar structural elements to the columns and support wall. Despite being a structure widely used in engineering there is a lack of norms for dimensioning purposes.

In this dissertation the U-abutment is described presenting the dimensioning method and identifying the acting loads on the structure. A structural analysis for one of these abutment is also accomplished.

The historical evolution of these abutment since the first documented cases till nowadays is approached, emphasizing their different models, advantages and disadvantages.

In conclusion after applying the concepts set out in this document to a practical case the results will be analyzed and the fundamental conclusions that were obtained throughout this dissertation will be established. Moreover, proposals for future developments on this subject will be made.

**Keywords:** U-Abutment; Stem wall; Wing wall; Embankment; Conterfort; Bearing seat; Back wall; Foundation.



# LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

## Abreviaturas

DL	Decreto Lei
EC 8	Eurocódigo 8
EC 7	Eurocódigo 7
EQU	Perda de estabilidade da estrutura ou do solo
GEO	Rotura ou deformação do solo
STR	Rotura de um elemento estrutural ou deformação excessiva
RSA	Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes

## Latinas Maiúsculas

$A_c$	Área da secção transversal de betão
$A_s$	Área de armadura resistente
$A_{sl}$	Área de armadura de tração longitudinal
$E_d$	Valor de cálculo dos efeitos das ações
$E_{dst,d}$	Valor de cálculo do efeito das ações desestabilizantes
$E_s$	Módulo de deformabilidade do solo
$E_{stb,d}$	Valor de cálculo do efeito das ações estabilizantes
$F_d$	Valor de cálculo das ações
$F_{dst}$	Forças desestabilizadoras
$F_K$	Valor característico da ação
$F_{rep}$	Valor representativo de uma ação
$F_{std}$	Resistência ao deslizamento
$G_k$	Ação permanente
$I_a$	Impulso ativo de solo
$I_{as}$	Impulso ativo sísmico
$I_p$	Impulso passivo de solo
$K_a$	Coefficiente de impulso ativo do solo
$K_o$	Coefficiente de impulso em repouso do solo
$K_p$	Coefficiente de impulso passivo do solo
$M_{dst}$	Momento desestabilizante
$M_{ed}$	Momento solicitante

$M_{std}$	Momentos estabilizantes
$N_{ed}$	Esforço normal actuante
$N_{Rd}$	Esforço normal resistente
$Q_k$	Ação variável
$R_d$	Valor de cálculo da capacidade resistente em relação a uma ação
$R_{oc}$	Grau de sobreconsolidação
$S_{r,max}$	Máxima distância entre fendas
$V_{ed}$	Esforço transversal actuante
$V_{Rd}$	Esforço transversal resistente
$W_s$	Peso da cunha de solo roda pelo ângulo sísmico
$X_d$	Valor de cálculo das propriedades do material
$X_d$	Valor de cálculo referente aos paramentos geotécnicos
$\Delta I_{ae}$	Incremento de impulso sísmico (Método de Seed e Whitman)
$\Delta I_{as}$	Acréscimo de impulso sísmico
$\Delta I_{eq}$	Acréscimo de impulso sísmico (Método de Wood)
$\Delta K_{AE}$	Incremento de coeficiente de impulso sísmico (Método de Seed e Whitman)
$\Delta M_{eq}$	Acréscimo de momento derrubador (Método de Wood)
$E$	Efeito da ação
$H$	Altura
$R$	Reação na superfície de rotura
$S$	Coeficiente característico em função do tipo de terreno
$W$	Peso da cunha de solo
$Z$	Profundidade genérica

### **Latinas Minúsculas**

$a_g$	Aceleração à superfície de um terreno do tipo A
$a_{gr}$	Aceleração máxima de referência para uma determinada zona sísmica
$b_w$	Menor largura da secção
$c'$	Coesão efetiva do solo
$f_0$	Frequência fundamental do maciço (Método de Wood)
$f_{cd}$	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias
$f_{ck}$	Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade
$f_{yd}$	Valor de cálculo da resistência do aço
$h_{cr}$	Altura crítica
$h_{eq}$	Ponto de aplicação do acréscimo de impulso (Método de Wood)

$k_h$	Coeficiente sísmico horizontal
$k_v$	Coeficiente sísmico vertical
$w_k$	Largura de fendas
$w_{max}$	Valor limite para a largura de fendas
$c$	Coesão do solo
$e$	Espessura da laje
$h$	altura
$i$	Ângulo que o solo suportado faz com a horizontal
$r$	Coeficiente para o cálculo do coeficiente sísmico horizontal

### **Gregas Minúsculas**

$\alpha$	Ângulo da parede com a vertical
$\alpha$	Razão entre o valor da aceleração à superfície de um terreno do tipo A e a aceleração
$\alpha_d$	Valor característico de um dado geométrico
$\beta$	Ângulo do talude com a horizontal
$\gamma$	Peso volúmico
$\gamma_c$	Coeficiente de segurança parcial relativo ao betão
$\gamma_F$	Coeficiente de segurança parcial para ação
$\gamma_G$	Coeficiente de segurança parcial relativo às ações permanentes
$\gamma_I$	Coeficiente de importância
$\gamma_M$	Coeficiente de segurança parcial para o parâmetro geotécnico
$\gamma_Q$	Coeficiente de segurança parcial relativo às ações variáveis
$\gamma_{R,e}$	Capacidade resistente passiva de terras
$\gamma_{R,h}$	Capacidade resistente ao deslizamento
$\gamma_{R,v}$	Capacidade resistente ao carregamento do terreno de fundação
$\gamma_R$	Coeficiente de segurança parcial relativo à resistência
$\gamma_s$	Coeficiente de segurança parcial relativo à resistência do aço
$\delta$	Ângulo de atrito muro/solo
$\varepsilon_c$	Extensão no betão
$\varepsilon_s$	Extensão no aço
$\theta$	ângulo sísmico
$\mu$	momento reduzido
$\nu$	Coeficiente de Poisson do solo
$\sigma_1$	Tensão principal vertical
$\sigma_3$	Tensão principal horizontal

$\sigma_c$	Tensão no betão
$\sigma'_h$	Pressão efetiva horizontal
$\sigma_h$	Pressão horizontal
$\sigma_s$	Tensão no aço
$\sigma_{seg}$	Tensão de segurança do solo
$\sigma'_v$	Pressão efetiva vertical
$\sigma_v$	Pressão vertical
$\phi'$	Ângulo de atrito interno em termos de tensões efetivas devida à gravidade
$\phi$	Ângulo de atrito interno do solo
$\Psi$	Coefficiente de combinação
$\omega$	Percentagem mecânica de armadura da secção

# ÍNDICE

<b>1. INTRODUÇÃO.....</b>	<b>1</b>
1.1. CONVENIÊNCIA E OBJETIVO DA DISSERTAÇÃO .....	1
1.2. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO .....	1
<b>2. EVOLUÇÃO ESTRUTURAL DOS ENCONTROS.....</b>	<b>3</b>
2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	3
2.2. ENCONTROS DE ALVENARIA .....	3
2.3. ENCONTRO CONSTITUÍDO POR BETÃO .....	4
2.3.1. <i>Encontro de betão simples de pequeno porte</i> .....	4
2.3.2. <i>Encontro de betão simples e muro ala em betão ciclópico</i> .....	6
2.4. ENCONTROS DE BETÃO ARMADO .....	8
2.4.1. <i>Considerações Gerais</i> .....	8
2.4.2. <i>Encontro do tipo cofre</i> .....	8
2.4.3. <i>Encontro do tipo perdido</i> .....	12
<b>3. CONDICIONAMENTOS À CONCEÇÃO DOS ENCONTROS.....</b>	<b>17</b>
3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	17
3.2. CONDICIONAMENTOS GEOTÉCNICOS.....	17
3.2.1. <i>Considerações Gerais</i> .....	17
3.2.2. <i>Movimentos verticais</i> .....	18
3.2.3. <i>Movimentos laterais</i> .....	19
3.2.4. <i>Movimentos de rotação</i> .....	21
3.3. CONDICIONAMENTOS HIDRÁULICOS .....	23
3.4. CONDICIONAMENTOS RODOVIÁRIOS.....	26
3.5. CONDICIONAMENTOS ESTÉTICOS .....	27
3.6. CONDICIONAMENTOS OROGRÁFICOS .....	29
<b>4. TIPOLOGIA E DESCRIÇÃO ESTRUTURAL DOS ENCONTROS.....</b>	<b>31</b>
4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	31
4.2. ENCONTRO DO TIPO COFRE .....	31
4.2.1. <i>Constituição Estrutural</i> .....	31
4.2.2. <i>Muro Ala e muro avenida</i> .....	34
4.2.3. <i>Quando utilizar</i> .....	35
4.2.4. <i>Aterros no tardo</i> .....	36
4.3. ENCONTRO DO TIPO PERDIDO .....	38

4.3.1.	<i>Constituição Estrutural</i> .....	38
4.3.2.	<i>Quando utilizar</i> .....	38
4.3.3.	<i>Aterros no tardo</i> z .....	39
4.4.	ENCONTRO DO TIPO INTEGRAL .....	40
4.4.1.	<i>Constituição estrutural</i> .....	40
4.4.2.	<i>Quando utilizar</i> .....	41
4.4.3.	<i>Aterro no tardo</i> z.....	41
<b>5.</b>	<b>AÇÕES DE DIMENSIONAMENTO .....</b>	<b>43</b>
5.1.	REGULAMENTAÇÃO APLICÁVEL .....	43
5.2.	AÇÕES PERMANENTES.....	43
5.2.1.	<i>Considerações Gerais</i> .....	43
5.2.2.	<i>Peso próprio</i> .....	43
5.2.3.	<i>Restantes cargas permanentes</i> .....	44
5.2.4.	<i>Pressão estática do terreno</i> .....	44
5.3.	AÇÕES VARIÁVEIS.....	55
5.4.	PRESSÃO DINÂMICA DO TERRENO .....	56
5.4.1.	<i>Considerações Gerais</i> .....	56
5.4.2.	<i>Métodos Pseudo-Estáticos</i> .....	57
5.4.3.	<i>Ação sísmica</i> .....	59
5.4.4.	<i>Método de Mononobe-Okabe</i> .....	60
5.4.5.	<i>Impulsos sísmicos em estruturas com deslocamentos condicionados</i> .....	65
5.4.6.	<i>Análise da pressão dinâmica no encontro do tipo cofre</i> .....	67
<b>6.</b>	<b>CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA .....</b>	<b>73</b>
6.1.	CONSIDERAÇÕES GERAIS .....	73
6.2.	VALORES DE CÁLCULO .....	73
6.2.1.	<i>Valores de cálculo das ações</i> .....	74
6.2.2.	<i>Valores de cálculo para os parâmetros geotécnicos</i> .....	74
6.2.3.	<i>Valores de cálculo das propriedades dos materiais estruturais</i> .....	75
6.3.	ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS.....	76
6.3.1.	<i>Considerações gerais</i> .....	76
6.3.2.	<i>Combinações de ações</i> .....	77
6.3.3.	<i>Verificação de estados limites de perda de equilíbrio (EQU)</i> .....	78
6.3.4.	<i>Verificação de estados limites de rotura estrutural (STR) e rotura do terreno (GEO)</i> 79	
6.4.	ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO .....	84



6.4.1.	<i>Considerações Gerais</i>	84
6.4.2.	<i>Combinações de ações</i>	85
6.4.3.	<i>Limitação das tensões</i>	86
6.4.4.	<i>Fendilhação</i>	87
6.4.5.	<i>Deformação</i>	88
6.5.	PROCEDIMENTO DE CÁLCULO	89
6.5.1.	<i>Considerações Gerais</i>	89
6.5.2.	<i>Pré-dimensionamento das dimensões da estrutura do encontro</i>	90
6.5.3.	<i>Aplicação dos impulsos sobre os muros</i>	91
6.5.4.	<i>Verificações geotécnicas</i>	94
6.5.5.	<i>Verificação estrutural</i>	101
<b>7.</b>	<b>ASPETOS COMPLEMENTARES</b>	<b>109</b>
7.1.	CONSIDERAÇÕES GERAIS	109
7.2.	TIPO DE FUNDAÇÃO UTILIZADO EM ENCONTROS	109
7.2.1.	<i>Considerações Gerais</i>	109
7.2.2.	<i>Sapata</i>	110
7.2.3.	<i>Estaca</i>	111
7.3.	CONSTITUIÇÃO DO ATERRO	113
7.4.	SISTEMAS DE DRENAGEM	115
<b>8.</b>	<b>ANÁLISE ESTRUTURAL DE UM CASO PRÁTICO</b>	<b>119</b>
8.1.	CONSIDERAÇÕES GERAIS	119
8.2.	DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA EM ANÁLISE	119
8.3.	AÇÕES DE DIMENSIONAMENTO	123
8.3.1.	<i>Ações permanentes</i>	123
8.3.2.	<i>Ações variáveis</i>	124
8.3.3.	<i>Cargas provenientes da ponte</i>	125
8.3.4.	<i>Pressão dinâmica do terreno</i>	125
8.4.	MODELO NUMÉRICO	125
8.5.	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA	127
8.5.1.	<i>Estados limites últimos</i>	128
8.5.2.	<i>Estados limites de utilização</i>	131
8.5.3.	<i>Pormenorização do caso prático</i>	133
<b>9.</b>	<b>CONCLUSÕES</b>	<b>135</b>
9.1.	CONCLUSÕES	135
9.2.	DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	136

<b>10. BIBLIOGRAFIA .....</b>	<b>139</b>
<b>APÊNDICE A AÇÕES DE DIMENSIONAMENTO .....</b>	<b>143</b>
A.I AÇÕES DE DIMENSIONAMENTO – VERIFICAÇÕES ESTRUTURAIS.....	143
A.II AÇÕES DE DIMENSIONAMENTO - VERIFICAÇÕES GEOTÉCNICAS .....	143
A.III AÇÕES DE DIMENSIONAMENTO – VERIFICAÇÕES ESTRUTURAIS E GEOTÉCNICAS	144
<b>APÊNDICE B EQU .....</b>	<b>147</b>
<b>APÊNDICE C GEO .....</b>	<b>151</b>
C.I SEGURANÇA À ROTURA POR DESLIZAMENTO PELA BASE .....	151
C.II SEGURANÇA À ROTURA POR INSUFICIÊNCIA DA CAPACIDADE RESISTENTE AO	
CARREGAMENTO DO SOLO SUBJACENTE À BASE .....	158
<b>APÊNDICE D VERIFICAÇÕES ESTRUTURAIS .....</b>	<b>161</b>
D.I MURO ALA – DIREÇÃO XX.....	161
D.II MURO ALA – DIREÇÃO YY.....	163
D.III MURO DE TESTA – DIREÇÃO XX .....	164
D.IV MURO DE TESTA – DIREÇÃO YY .....	167
D.V SAPATA – DIREÇÃO XX E YY .....	169
D.VI CONTRAFORTE MURO ALA E MURO DE TESTA – DIREÇÃO XX .....	170
D.VII CONTRAFORTE MURO ALA E MURO DE TESTA – DIREÇÃO YY .....	171
<b>APÊNDICE E PORMENORIZAÇÃO DO CASO PRÁTICO.....</b>	<b>173</b>
E.I MURO ALA .....	173
E.II MURO DE TESTA .....	175
E.III SAPATA .....	177
E.IV CONTRAFORTES E CORTE A-A.....	179
<b>ANEXO I AÇÃO SÍSMICA .....</b>	<b>181</b>

# ÍNDICE DE QUADROS

QUADRO 5.1 – RAZÃO $va/h$ PARA SOLOS SEM COESÃO [14] .....	53
QUADRO 5.2 - RAZÃO $vp/h$ E $v/h$ PARA $0,5 \sigma p$ PARA SOLOS SEM COESÃO [14].....	53
QUADRO 6.1 – COEFICIENTES PARCIAIS RELATIVOS ÀS PROPRIEDADES DOS MATERIAIS PARA OS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS [23] .....	75
QUADRO 6.2 – COEFICIENTES PARCIAIS PARA AS AÇÕES ( $\gamma A$ ) NOS ESTADOS LIMITES DE PERDA DE EQUILÍBRIO [14] .....	79
QUADRO 6.3 – COEFICIENTES PARCIAIS PARA OS PARÂMETROS DO SOLO ( $\gamma M$ ) NOS ESTADOS LIMITES DE PERDA DE EQUILÍBRIO [14] .....	79
QUADRO 6.4 – COEFICIENTES PARCIAIS PARA AS AÇÕES ( $\gamma F$ ) OU PARA OS EFEITOS DAS AÇÕES ( $\gamma E$ ) NOS ESTADOS LIMITES DO TIPO STR E GEO [14] .....	82
QUADRO 6.5 – COEFICIENTES PARCIAIS PARA OS PARÂMETROS DO SOLO ( $\gamma M$ ) NOS ESTADOS LIMITES DO TIPO STR E GEO [14] .....	82
QUADRO 6.6 – COEFICIENTES PARCIAIS PARA AS CAPACIDADES RESISTENTES ( $\gamma R$ ) PARA ESTRUTURAS DE SUPORTE [14] .....	82
QUADRO 6.7 – COEFICIENTES PARCIAIS PARA AS AÇÕES ( $\gamma F$ ) OU PARA OS EFEITOS DAS AÇÕES ( $\gamma E$ ) NOS ESTADOS LIMITES DO TIPO STR E GEO PARA SITUAÇÕES ACIDENTAIS [14] .....	83
QUADRO 6.8 – COEFICIENTES PARCIAIS PARA OS PARÂMETROS DO SOLO ( $\gamma M$ ) NOS ESTADOS LIMITES DO TIPO STR E GEO PARA SITUAÇÕES ACIDENTAIS [14] .....	83
QUADRO 6.9 – COEFICIENTES PARCIAIS PARA AS CAPACIDADES RESISTENTES ( $\gamma R$ ) PARA ESTRUTURAS DE SUPORTE PARA SITUAÇÕES ACIDENTAIS [14] .....	84
QUADRO 6.10 – VALORES RECOMENDADOS DE $W_{MAX}$ PARA PORTUGAL (MM) .....	87
QUADRO 6.11 – AÇÕES <u>ESTABILIZANTES</u> PARA O ESTADO LIMITE DO TIPO EQU (SITUAÇÕES DE PROJETO PERSISTENTES OU TRANSITÓRIAS) .....	96
QUADRO 6.12– AÇÕES <u>DESESTABILIZANTES</u> PARA O ESTADO LIMITE DO TIPO EQU (SITUAÇÕES DE PROJETO PERSISTENTES OU TRANSITÓRIAS) .....	97
QUADRO 6.13 – AÇÕES <u>ESTABILIZANTES</u> PARA O ESTADO LIMITE DO TIPO EQU (SITUAÇÕES DE PROJETO ACIDENTAIS) .....	97
QUADRO 6.14 – AÇÕES <u>DESESTABILIZANTES</u> PARA O ESTADO LIMITE DO TIPO EQU (SITUAÇÕES DE PROJETO ACIDENTAIS) .....	98
QUADRO 8.1 – MATERIAIS ESTRUTURAIS USADOS NO ENCONTRO EM ESTUDO .....	122
QUADRO 8.2–AÇÕES <u>ESTABILIZANTES</u> PARA O ESTADO EQU (SITUAÇÕES DE PROJETO PERSISTENTE E ACIDENTAIS OU SÍSMICAS) .....	128
QUADRO 8.3 - AÇÕES <u>DESESTABILIZANTES</u> PARA O ESTADO EQU (SITUAÇÕES DE PROJETO PERSISTENTE E ACIDENTAIS OU SÍSMICAS) .....	129

QUADRO A.1 – PESOS PRÓPRIOS DISTRIBUÍDOS POR METRO E PONTUAIS DOS VÁRIOS ELEMENTOS QUE COMPÕEM A ESTRUTURA.....	143
QUADRO A.2 – AÇÕES DE DIMENSIONAMENTO DEVIDO AS RESTANTES CARGAS PERMANENTES - $K_o$ .....	143
QUADRO A.3 – AÇÕES DE DIMENSIONAMENTO DEVIDO PRESSÃO ESTÁTICA DO TERRENO - $K_o$ ..	143
QUADRO A.4 – AÇÕES DE DIMENSIONAMENTO DEVIDO À SOBRECARGA DEVIDO AO TRÁFEGO - $K_o$ .....	143
QUADRO A.5 - AÇÕES DE DIMENSIONAMENTO DEVIDO AS RESTANTES CARGAS PERMANENTES - $K_a$ .....	143
QUADRO A.6 - AÇÕES DE DIMENSIONAMENTO DEVIDO PRESSÃO ESTÁTICA DO TERRENO - $K_a$ ..	144
QUADRO A.7 - AÇÕES DE DIMENSIONAMENTO DEVIDO À SOBRECARGA DEVIDO AO TRÁFEGO - $K_a$ .....	144
QUADRO A.8 – CARGAS PROVENIENTES DA PONTE .....	144
QUADRO A.9 – FORÇA DE FRENAGEM .....	144
QUADRO A.10 - AÇÕES DE DIMENSIONAMENTO DEVIDO PRESSÃO DINÂMICA DO TERRENO .....	144
QUADRO A.11 – INCREMENTO DE IMPULSO SÍSMICO PELO MÉTODO DE MONONOBÉ-OKABE .....	145
QUADRO A.12 – INCREMENTO DO IMPULSO SÍSMICO EC 8 .....	145
QUADRO B.13 – VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE RELATIVAMENTE À PERDA DE EQUILÍBRIO PARA A AÇÃO SÍSMICA DO TIPO I.....	147
QUADRO B.14 – AÇÕES ESTABILIZANTES PARA AÇÃO SÍSMICA DO TIPO I .....	147
QUADRO B.15 - AÇÕES DESESTABILIZANTES PARA AÇÃO SÍSMICA DO TIPO I .....	148
QUADRO B.16 - VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE RELATIVAMENTE À PERDA DE EQUILÍBRIO PARA A AÇÃO SÍSMICA DO TIPO II .....	148
QUADRO B.17 - AÇÕES ESTABILIZANTES PARA AÇÃO SÍSMICA DO TIPO II.....	148
QUADRO B.10.18 - AÇÕES DESESTABILIZANTES PARA AÇÃO SÍSMICA DO TIPO II.....	149
QUADRO C.19 – VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA À ROTURA POR DESLIZAMENTO PELA BASE PARA A AÇÃO SÍSMICA DO TIPO I.....	151
QUADRO C.20 – AÇÕES ESTABILIZANTES PARA AÇÃO SÍSMICA DO TIPO I (COMBINAÇÃO I).....	151
QUADRO C.21 - AÇÕES DESESTABILIZANTES PARA AÇÃO SÍSMICA DO TIPO I (COMBINAÇÃO I) .	152
QUADRO C.22 - VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA À ROTURA POR DESLIZAMENTO PELA BASE PARA A AÇÃO SÍSMICA DO TIPO II (COMBINAÇÃO I).....	152
QUADRO C.23 - AÇÕES ESTABILIZANTES PARA AÇÃO SÍSMICA DO TIPO II (COMBINAÇÃO I) .....	153
QUADRO C.24 - AÇÕES DESESTABILIZANTES PARA AÇÃO SÍSMICA DO TIPO II (COMBINAÇÃO I)	153
QUADRO C.25 – VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA À ROTURA POR DESLIZAMENTO PELA BASE PARA A AÇÃO SÍSMICA DO TIPO I (COMBINAÇÃO II).....	154
QUADRO C.26 - AÇÕES ESTABILIZANTES PARA AÇÃO SÍSMICA DO TIPO I (COMBINAÇÃO II) .....	154

QUADRO C.27 - AÇÕES DESESTABILIZANTES PARA AÇÃO SÍSMICA DO TIPO I (COMBINAÇÃO II)	155
QUADRO C.28 - AÇÕES ESTABILIZANTES PARA AÇÃO SÍSMICA DO TIPO II (COMBINAÇÃO II) ....	156
QUADRO C.29 - AÇÕES ESTABILIZANTES PARA AÇÃO SÍSMICA DO TIPO II (COMBINAÇÃO II) ....	156
QUADRO C.30 - AÇÕES DESESTABILIZANTES PARA AÇÃO SÍSMICA DO TIPO II (COMBINAÇÃO II)	157
QUADRO C.31 - VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA À ROTURA POR INSUFICIÊNCIA DA CAPACIDADE RESISTENTE AO CARREGAMENTO DO SOLO SUBJACENTE À BASE.....	158
QUADRO D.32 – VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DO MURO ALA (DIREÇÃO XX) .....	161
QUADRO D.33 - VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DO MURO ALA (DIREÇÃO YY) .....	163
QUADRO D.34 - VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DO MURO DE TESTA (DIREÇÃO XX) .....	164
QUADRO D.35 - VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DO MURO TESTA (DIREÇÃO YY) .....	167
QUADRO D.36 - VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DA SAPATA (DIREÇÃO XX) .....	169
QUADRO D.37 - VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DA SAPATA (DIREÇÃO YY) .....	169
QUADRO D.38 - VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DO CONTRAFORTE (DIREÇÃO XX) .....	170
QUADRO D.39 - VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DO CONTRAFORTE (DIREÇÃO YY) .....	171
QUADRO I.40 – ACELERAÇÃO MÁXIMA DE REFERÊNCIA NAS DIFERENTES ZONAS SÍSMICAS [17]	181
QUADRO I.41 – VALORES DO COEFICIENTE $r$ PARA O CÁLCULO DO COEFICIENTE SÍSMICO HORIZONTAL [16].....	181
QUADRO I.42 – TIPOS DE TERRENO [17] .....	181
QUADRO I.43 – VALORES RECOMENDADOS PARA O COEFICIENTE DO SOLO [17] .....	182
QUADRO I.44 – CLASSE DE IMPORTÂNCIA DOS EDIFÍCIOS [17].....	182
QUADRO I.45 – COEFICIENTE DE IMPORTÂNCIA $\gamma I$ [17] .....	182



# ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 2.1 – REPRESENTAÇÃO DE UMA PONTE ROMANA [2].....	4
FIGURA 2.2 – ENCONTRO TIPO EM BETÃO SIMPLES [1] .....	5
FIGURA 2.3 - FORÇAS GUIADAS PELO ARCO (ADAPTADO DE [4]) .....	5
FIGURA 2.4 – REPRESENTAÇÃO DA PONTE SOBRE O RIO OEIRAS [5] .....	6
FIGURA 2.5 – ALÇADO DO ENCONTRO DO LADO DE ALMODÔVAR [5] .....	6
FIGURA 2.6 – VIADUTO DUARTE PACHECO .....	7
FIGURA 2.7 – ALÇADO DO VIADUTO [5].....	7
FIGURA 2.8 – CORTE DO ENCONTRO NASCENTE E PLANTA DO ENCONTRO NASCENTE AO NÍVEL DAS FUNDAÇÕES [5].....	7
FIGURA 2.9 – PERSPECTIVA DE UM ENCONTRO DO TIPO COFRE (ADAPTADO DE [1]).....	8
FIGURA 2.10 – (A) ENCONTRO COM MUROS AVENIDA (B) ENCONTRO COM MUROS ALA [1] .....	9
FIGURA 2.11 – ENCONTRO DO TIPO COFRE COM CONTRAFORTES [1] .....	9
FIGURA 2.12 – PLANTA AO NÍVEL DO TABULEIRO E VISTA EM CORTE DO ENCONTRO [5] .....	10
FIGURA 2.13 – ALÇADO DA PONTE [5].....	11
FIGURA 2.14 – CORTE LONGITUDINAL DO ENCONTRO [5] .....	11
FIGURA 2.15 – PLANTA E ALÇADO FRONTAL DO ENCONTRO [5].....	11
FIGURA 2.16 - PLANTA DO ENCONTRO [5].....	12
FIGURA 2.17 – CORTE LONGITUDINAL E ALÇADO FRONTAL [5] .....	12
FIGURA 2.18 – PERSPECTIVA DE UM ENCONTRO PERDIDO [1]; ESQUEMA ILUSTRATIVO .....	13
FIGURA 2.19 – PASSAGEM SUPERIOR COM ENCONTROS DO TIPO PERDIDO [1] .....	13
FIGURA 2.20 – TALUDES LATERAIS DOS MUROS DE ALA [1] .....	14
FIGURA 2.21 – ALÇADO DE FRENTE [5].....	14
FIGURA 2.22 – CORTE DO ENCONTRO [5] .....	15
FIGURA 3.1 – EXEMPLO ESQUEMÁTICO DE UM ASSENTAMENTO DIFERENCIAL OCORRIDO NO SENTIDO LONGITUDINAL DA ESTRUTURA [6].....	18
FIGURA 3.2 – ASSENTAMENTO DIFERENCIAL DO SOLO OCORRIDO NO SENTIDO TRANSVERSAL DA ESTRUTURA [6].....	19
FIGURA 3.3 – FISSURA NO MURO TESTA PROVOCADA POR MOVIMENTOS VERTICAIS [6] .....	19
FIGURA 3.4 – MOVIMENTO LATERAL DE UM ENCONTRO DEVIDO À ROTURA DO TERRENO DE FUNDAÇÃO [6].....	20
FIGURA 3.5 – A) DESLOCAMENTO NO APOIO INDICA UM POSSÍVEL MOVIMENTO LATERAL NO ENCONTRO; B)DEPRESSÃO NA ZONA DA JUNTA DE DILATAÇÃO [6] .....	21
FIGURA 3.6 – EROÇÃO EXPONDO A FUNDAÇÃO DO ENCONTRO [6] .....	21
FIGURA 3.7 – MOVIMENTO DE ROTAÇÃO DO ENCONTRO (ADAPTADO DE [6]).....	22

FIGURA 3.8 – MOVIMENTO DE ROTAÇÃO DO ENCONTRO DEVIDO AO ASSENTAMENTO DE UM ESTRATO MOLE EXISTENTE NA FUNDAÇÃO (ADAPTADO DE [6]) .....	22
FIGURA 3.9 – MOVIMENTO DE ROTAÇÃO PRESENTE NUM ENCONTRO [6] .....	23
FIGURA 3.10 – EXEMPLO DO FENÓMENO DE INFRA-ESCAVAÇÃO [6] .....	24
FIGURA 3.11 – EXEMPLO DE UM ENCONTRO DESTRUÍDO DEVIDO A AÇÃO EROSIVA DA ÁGUA [6] .....	24
FIGURA 3.12 – DEGRADAÇÃO [6].....	25
FIGURA 3.13 – ASSOREAMENTO [6].....	25
FIGURA 3.14 – ENCONTROS DO TIPO COFRE COM ENVIESAMENTO DEVIDO À PASSAGEM INFERIOR NÃO ORTOGONAL.....	26
FIGURA 3.15 – ENCONTROS DO TIPO COFRE COM ENVIESAMENTO DEVIDO À LINHA DE ÁGUA .....	27
FIGURA 3.16 – PONTE NO GRAND CANAL – VENEZA [8].....	27
FIGURA 3.17 – ENCONTRO DE GRANDE ALTURA [7] .....	28
FIGURA 3.18 – A) ENCONTRO DE MEDIA ALTURA; B) ENCONTRO DE PEQUENA ALTURA [7].....	28
FIGURA 3.19 – ENCONTRO DE PEQUENA ALTURA [7] .....	29
FIGURA 3.20 – ENCONTROS DE GRANDE PORTE [7] .....	29
FIGURA 3.21 – ENCONTROS DE GRANDE PORTE INTEGRADOS NO MEIO ENVOLVENTE NA CIDADE DE LONDRES [9].....	29
FIGURA 3.22 – CORTE TRANSVERSAL DE UM ENCONTRO CONDICIONADO PELA OROGRAFIA [5].....	30
FIGURA 3.23 – CORTE LONGITUDINAL DE UM ENCONTRO CONDICIONADO PELA OROGRAFIA [5] .....	30
FIGURA 4.1 – ENCONTRO DO TIPO COFRE: A) VISTA FRONTAL; B) VISTA DE TARDOZ .....	32
FIGURA 4.2 – ENCONTRO DO TIPO COFRE: A) PLANTA; B) ALÇADO LATERAL .....	33
FIGURA 4.3 – A) APARELHOS DE APOIO; B) JUNTA DE DILATAÇÃO [6].....	34
FIGURA 4.4 – A) MURO ALA DIREITO; B) MURO ALA INCLINADO; C) MURO AVENIDA (EM “U”) [6] .....	34
FIGURA 4.5 – MURO ALA COMO ESTRUTURA INDEPENDENTE DO ENCONTRO [6] .....	35
FIGURA 4.6 – ENCONTRO DO TIPO COFRE [6] .....	36
FIGURA 4.7 – COMPACTAÇÃO DO SOLO ENTRE OS MUROS ALA E O ENCONTRO [10].....	37
FIGURA 4.8 – ENCONTRO DO TIPO PERDIDO [6] .....	38
FIGURA 4.9 – CONSTITUIÇÃO ESTRUTURAL TÍPICA DE UM ENCONTRO PERDIDO (ADAPTADO DE [6]) .....	38
FIGURA 4.10 – SUBTIPOS DE ENCONTROS DO TIPO PERDIDO [6] .....	39
FIGURA 4.11 – TABULEIRO COM LIBERTAÇÕES ESTRUTURAIS POR INTRODUÇÃO DE JUNTAS DE DILATAÇÃO [11] .....	40
FIGURA 4.12 – TABULEIRO SEM LIBERTAÇÕES ESTRUTURAIS, COM ENCONTROS DO TIPO INTEGRAL [11] .....	40
FIGURA 4.13 – ESQUEMA ESTRUTURAL DE UM ENCONTRO DO TIPO INTEGRAL (ADAPTADO DE [6]) .....	41



FIGURA 4.14 – ENCONTRO DO TIPO INTEGRAL [6] .....	41
FIGURA 5.1 – EXEMPLO DAS AÇÕES APLICADAS NUM ENCONTRO (PROVENIENTES DA PONTE E PRESSÃO DO TERRENO) .....	44
FIGURA 5.2 – CONDIÇÕES INICIAIS PARA A MOBILIZAÇÃO DOS ESTADOS ATIVO E PASSIVO DE RANKINE; A) SOLO EM ESTADO DE REPOUSO; B) SUBSTITUIÇÃO DE PARTE DO MACIÇO POR UM PARAMENTRO VERTICAL (ADAPTADO DE [12]) .....	45
FIGURA 5.3 – DIAGRAMA DE PRESSÕES GENÉRICO PARA: A) CASO ATIVO; B) CASO PASSIVO [12] .....	48
FIGURA 5.4 – MÉTODO DE RANKINE APLICADO AO MACIÇO COM SOBRECARGA À SUPERFÍCIE [12] .....	49
FIGURA 5.5 – MÉTODO DE COULOMB – CASO GENÉRICO DE UMA ESTRUTURA DE SUPORTE [12] .....	51
FIGURA 5.6 – IMPULSO ATUANTE NA ESTRUTURA EM FUNÇÃO DO DESLOCAMENTO NO TOPO DO PARAMENTO [12] .....	52
FIGURA 5.7 – FORÇA DE FRENAGEM SOBRE O ENCONTRO .....	55
FIGURA 5.8 – CUNHA DE SOLO SUJEITA A AÇÃO SÍSMICA [13] .....	58
FIGURA 5.9 - CUNHA DE SOLO SUJEITA A AÇÃO SÍSMICA: ROTAÇÃO DE ÂNGULO $\theta$ (MÉTODO DE MONONOBE OKABE) [12] .....	61
FIGURA 5.10 – IMPULSO SÍSMICO TOTAL E RESPECTIVAS PARCELAS [19] .....	65
FIGURA 5.11 – REPRESENTAÇÃO MODELO EM ELEMENTOS FINITOS SOLO- MURO [22] .....	68
FIGURA 5.12 – PRESSÃO DINÂMICA DO SOLO PARA UMA ESTRUTURA COM UMA ALTURA DE 4 M. (A) ENCONTRO DA PONTE; (B) MURO FLEXÍVEL; (C) MURO RÍGIDO [22]. .....	69
FIGURA 5.13 - PRESSÃO DINÂMICA DO SOLO PARA UMA ESTRUTURA COM UMA ALTURA DE 6 M. (A) ENCONTRO DA PONTE; (B) MURO FLEXÍVEL; (C) MURO RÍGIDO [22]. .....	69
FIGURA 5.14 - PRESSÃO DINÂMICA DO SOLO PARA UMA ESTRUTURA COM UMA ALTURA DE 8 M. (A) ENCONTRO DA PONTE; (B) MURO FLEXÍVEL; (C) MURO RÍGIDO [22]. .....	70
FIGURA 5.15–PRESSÃO DINÂMICA DO TERRENO DEVIDO A UMA FORÇA EXTERNA CONCENTRADA NO TOPO DO ENCONTRO [22] .....	71
FIGURA 6.1 – EXEMPLO DE ESTADO LIMITE ÚLTIMO DEVIDO À PERDA DA ESTABILIDADE [14] ....	76
FIGURA 6.2 – EXEMPLO DE ESTADO LIMITE ÚLTIMO DEVIDO À ROTURA ESTRUTURAL [14] .....	76
FIGURA 6.3 – EXEMPLO DE ESTADO LIMITE ÚLTIMO DEVIDO À ROTURA DO TERRENO [14] .....	77
FIGURA 6.4 – PERDA DE EQUILÍBRIO [24] .....	78
FIGURA 6.5 – DESLIZAMENTO DA BASE [24] .....	80
FIGURA 6.6 – ROTURA DO SOLO DE FUNDAÇÃO [24] .....	80
FIGURA 6.7 – CURVAS TENSÃO-EXTENSÃO DO AÇO [25] .....	85
FIGURA 6.8 - CURVAS TENSÃO-EXTENSÃO DO BETÃO [25] .....	85
FIGURA 6.9 – PRÉ-DIMENSIONAMENTO EM MUROS COM CONTRAFORTES (ADAPTADO DE [26]) ...	90
FIGURA 6.10 – INDICAÇÕES DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE VÁRIOS ELEMENTOS DO ENCONTRO DO TIPO COFRE (ADAPTADO DE [1]) .....	91
FIGURA 6.11 – PARAMENTO E CUNHAS DE SOLO EM ESTADO LIMITE ATIVO [12] .....	92

FIGURA 6.12 – CONSIDERAÇÕES DE AVALIAÇÃO DO IMPULSO EM MUROS DE SUPORTE COM SAPATA LONGA: A) ATRAVÉS DA EXTENSÃO QUE LIMITA A CUNHA SOLIDÁRIA COM O MURO; B) ATRAVÉS DO TRAÇADO VERTICAL [12].....	93
FIGURA 6.13 – CÁLCULO DO IMPULSO ATIVO NO MURO QUANDO A LINHA QUE LIMITA A CUNHA EM EQUILÍBRIO LIMITE INTERSETA O PARAMENTO: A) ESQUEMA DO MURO E DA CUNHA; B) DIAGRAMA DE CORPO LIVRE DA PARTE DA CUNHA À ESQUERDA DO PLANO VERTICAL QUE PASSA PELO BORDO INTERIOR DA SAPATA; C) IMPULSO ATIVO NO PLANO VERTICAL QUE PASSA PELO BORDO INTERIOR DA SAPATA [12].....	94
FIGURA 6.14 – MODELO GENÉRICO DE UM ENCONTRO DO TIPO COFRE REPRESENTATIVO DAS FORÇAS ATUANTES NA ESTRUTURA PARA VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE GEOTÉCNICA (BASEADO NO MODELO DE [26]).....	95
FIGURA 6.15 - MODELO GENÉRICO DE UM ENCONTRO DO TIPO COFRE REPRESENTATIVO DAS PESOS ATUANTES NA ESTRUTURA PARA VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE GEOTÉCNICA .....	96
FIGURA 6.16 – MODELO DE CÁLCULO PARA O DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE UM ENCONTRO DO TIPO COFRE .....	102
FIGURA 6.17 – VALOR DO COEFICIENTE DE IMPULSO A CONSIDERAR PARA A EFETUAR A VERIFICAÇÃO GEOTÉCNICA DEPENDENDO DO ESTADO DO SOLO DE FUNDAÇÃO [12].....	103
FIGURA 6.18 – EXEMPLO GENÉRICO DE UM MURO DE TESTA CARREGADO .....	105
FIGURA 6.19 – ESFORÇOS ACTUANTES NUMA SECÇÃO RECTANGULAR GENÉRICA [27].....	106
FIGURA 7.1 – PROCESSO TÍPICO DE SELEÇÃO PARA A FUNDAÇÃO (ADAPTADO DE [10]).....	110
FIGURA 7.2 – ILUSTRAÇÃO DE ALGUNS TIPOS DE SAPATAS.....	111
FIGURA 7.3–PRINCÍPIO PRETENDIDO POR UMA FUNDAÇÃO DO TIPO PROFUNDO (ESTACA) (ADAPTADO DE [10]).....	112
FIGURA 7.4 – OS VÁRIOS PROCESSOS PARA A CRIAÇÃO DE UMA ESTACA MOLDADA IN-SITU [29] .....	112
FIGURA 7.5 – DIFERENTES TIPOS DE MECANISMOS DE ROTURA [29].....	113
FIGURA 7.6–AÇÕES INDUZIDAS PELO MOVIMENTO DOS SOLOS [29] .....	113
FIGURA 7.7 – REDES DE FLUXO EM MUROS DE SUPORTE [32].....	116
FIGURA 7.8 – SISTEMA DE DRENAGEM, COM DRENO INCLINADO [32].....	117
FIGURA 7.9 – SISTEMA DE DRENAGEM, COM DRENO VERTICAL [32].....	117
FIGURA 7.10 – EXEMPLO DE SISTEMAS DE DRENAGEM EM ENCONTROS [6].....	118
FIGURA 7.11 – SISTEMA DE DRENAGEM DE UM ENCONTRO (PLANTA) .....	118
FIGURA 8.1 – PLANTA AO NÍVEL DO TABULEIRO [5].....	120
FIGURA 8.2 – ALÇADO FRONTAL [5] .....	121
FIGURA 8.3 – ALÇADO LATERAL [5] .....	122
FIGURA 8.4 – VISTA EM 3D DO ENCONTRO DO TIPO COFRE EM ESTUDO .....	123
FIGURA 8.5 – ESTRUTURA EM ANÁLISE – VISTA DE TARDOZ .....	126

FIGURA 8.6 - ESTRUTURA EM ANÁLISE – VISTA FRONTAL.....	126
FIGURA 8.7 - ESTRUTURA EM ANÁLISE – VISTA LATERAL.....	127
FIGURA 8.8 – DEFORMADA DA ESTRUTURA EM ANÁLISE.....	127
FIGURA 8.9 – MALHA ILUSTRATIVO DOS PONTOS PARA RETIRAR OS ESFORÇOS .....	131
FIGURA I.1 – ZONA SÍSMICA PARA PORTUGAL CONTINENTAL [17].....	183
FIGURA I.2 – ZONA SÍSMICA NO ARQUIPÉLAGO DA MADEIRA (AÇÃO SÍSMICA DO TIPO 1) [17]..	183
FIGURA I.3 – ZONA SÍSMICA NO ARQUIPÉLAGO DOS AÇORES (AÇÃO SÍSMICA DO TIPO 2) [17] ..	184



# 1. INTRODUÇÃO

## 1.1. Conveniência e Objetivo da dissertação

O estudo em questão pretende examinar a temática dos encontros do tipo cofre no que diz respeito ao seu comportamento e às ações que o solicitam, visto tratar-se de uma matéria pouco abordada, onde algumas das práticas de projeto são realizadas através de conhecimentos empíricos. Com esta dissertação procura-se entender as práticas correntes e ajustar algumas das práticas empíricas a um conhecimento com base teórica.

A presente tese tem como principais objetivos esclarecer os seguintes pontos:

- expor e enquadrar a evolução estrutural dos encontros do tipo cofre de betão em pontes e viadutos;
- caracterizar as diferentes soluções estruturais de encontros do tipo cofre;
- indicar os principais condicionamentos e motivações na aplicação deste tipo de solução;
- caracterizar as ações envolvidas, incluindo as de índole geotécnica e sísmica;
- referir os critérios de base à verificação da segurança;
- aplicação da metodologia desenvolvida a um caso prático, determinação dos esforços e verificação da segurança, de acordo com o previsto na regulamentação;
- debater as questões estéticas relacionadas com estes elementos e a sua incorporação no ambiente circundante;
- caracterizar a constituição de aterros e a metodologia usada na compactação e tecer comentários relativamente aos sistemas de drenagem;

## 1.2. Organização da dissertação

A presente dissertação está dividida em 9 capítulos, correspondendo o presente capítulo à Introdução.

No capítulo 2 descreve a evolução estrutural dos encontros.

No capítulo 3 são descritos os condicionamentos à conceção dos encontros, sendo estes divididos em condicionamentos geotécnicos, hidráulicos, rodoviários, estéticos e orográficos.

No capítulo 4 é feita a descrição estrutural pormenorizada dos principais tipos de encontros, mais concretamente do tipo cofre, perdido e integral. São também referidos alguns aspetos específicos que determinam a utilização de um dado tipo de encontro.

No capítulo 5 são exibidas as ações de dimensionamento, divididas em ações permanentes, variáveis e sísmicas, incluindo-se naquelas as reações transmitidas pelo o tabuleiro. Em parti-

cular para a determinação da pressão estática do terreno são apresentadas várias metodologias de cálculo, como as teorias de Rankine e de Coulomb, e os respetivos conceitos teóricos que permitem a caracterização das pressões atuantes numa estrutura de suporte genérica. No que diz respeito à ação sísmica é dada especial atenção à pressão dinâmica do terreno, onde são apresentados os métodos pseudo-estáticos e referidos métodos alternativos, bem como os respetivos conceitos teóricos. É ainda facultado ao leitor, para determinação das pressões dinâmicas do terreno, um conjunto de estudos que permitem analisar os resultados obtidos pelos métodos ditos convencionais. As ações variáveis em análise dizem respeito aos efeitos da sobrecarga rodoviária, força de frenagem e reações provenientes do tabuleiro da ponte.

No capítulo 6 indicam-se os critérios de verificação da segurança da estrutura, nomeadamente os estados limites últimos e de utilização. É ainda apresentado o procedimento de cálculo a realizar para efetuar as verificações da segurança da superestrutura, divididas em verificações geotécnicas e estruturais.

No capítulo 7 são referidos, de uma forma genérica, os tipos de fundação a utilizar, a constituição dos aterros e os sistemas de drenagem.

No capítulo 8 aplicam-se os principais enunciados a um caso de estudo, com dimensões reais e com as ações definidas no capítulo 5, sendo esta realizada de acordo com o explanado nos capítulos anteriores. São efetuadas todas as verificações, tanto de índole geotécnico como estrutural.

No capítulo 9 apresentam-se de forma sucinta as conclusões adquiridas ao longo do estudo, bem como a validade das mesmas. Por fim indicam-se algumas temáticas para desenvolvimentos futuros no âmbito de dissertações de mestrado.

## **2. EVOLUÇÃO ESTRUTURAL DOS ENCONTROS**

### **2.1. Considerações Gerais**

Em engenharia, o termo encontro refere-se à estrutura vertical sobre a qual as extremidades do tabuleiro de uma ponte se apoiam, sendo a interface entre a ponte e a terraplenagem. O encontro compartilha elementos em comum tanto com o pilar, visto que apoia a extremidade da ponte, como com a estrutura de suporte, visto que este também tem de suportar o terrapleno a tardo. O seu principal objetivo é, assim, de transferir e suportar as cargas da superestrutura para a fundação e conter os aterros da plena via, designadamente [1]:

- estabelecer a transição com a via de comunicação por intermédio de um aterro;
- suportar os impulsos de terras transmitidas pelo solo adjacente ou por ele contido e evitar a erosão do aterro;
- permitir as dilatações ou outras deformações da superestrutura, sem que isso implique riscos para o funcionamento da ponte;
- acomodar os aparelhos de apoio e permitir o acesso para a sua manutenção.

A conceção dos encontros depende das condições topográficas, geotécnicas e do tipo de superestrutura, sendo o tipo cofre e o tipo perdido os mais comuns. Nos últimos anos foram introduzidas outras soluções, nomeadamente o encontro tipo integral e o tipo terra armada estabilizada mecanicamente.

Sem prejuízo de se realizar uma descrição dos tipos de encontros noutros capítulos, refira-se que:

- encontro do tipo cofre – encontro constituído geralmente por um muro de testa e dois muros laterais, com função de suporte do aterro a tardo;
- encontro do tipo perdido – encontro simples, género de apoio de extremidade do tabuleiro, sem função de suporte do aterro a tardo;
- encontro do tipo integral – encontro de constituição semelhante ao do tipo perdido, no entanto ligado monoliticamente ao tabuleiro da ponte.

Nos subcapítulos que se seguem mostram-se os vários tipos de encontros utilizados e a respetiva evolução estrutural.

### **2.2. Encontros de alvenaria**

Desde dos tempos distantes que existe por parte do Homem a necessidade de ultrapassar obstáculos, que motivaram o surgimento natural das primeiras pontes. Na presente dissertação

alude-se às pontes romanas visto terem sido estas os primeiros a desenvolver a estrutura do encontro.

Os encontros nas pontes romanas eram formados por blocos de pedra sobrepostos, de grandes dimensões, que consequentemente davam um efeito robusto à estrutura. Os encontros usualmente eram constituídos por três elementos. A secção central, que formava um “pilar real” da subestrutura, e as duas faces laterais conhecidas por asa-muralha que protegiam a secção central constituídas por pedra aparelhada. Era usual em pontes com maior importância realizar pequenas construções sobre seus encontros (Figura 2.1) [2].

Pelo que os dados históricos parecem evidenciar, os Romanos não desviavam os cursos dos rios para construir as fundações, recorrendo à técnica a colocação de cimento em meio submerso, processo esse conhecido por “tremie concrete”. O processo usava um tubo, através do qual o cimento era colocado abaixo do nível da água. O cimento Romano continha “pozolanas” (cinza vulcânicas obtidas nas imediações do Vesúvio), cinzas essas que garantiam um cimento resistente e duradouro, com a particularidade de ganhar presa mesmo quando submerso [3].

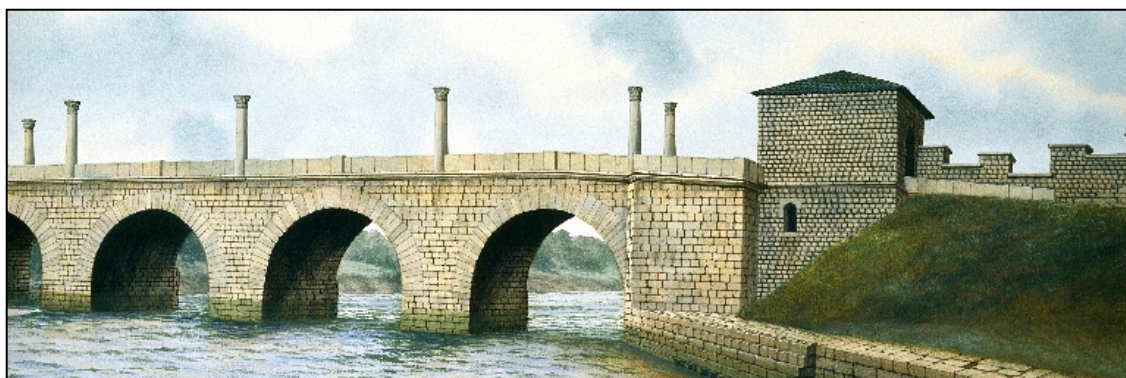


Figura 2.1 – Representação de uma ponte Romana [2]

## 2.3. Encontro constituído por Betão

### 2.3.1. Encontro de betão simples de pequeno porte

Com o surgimento do betão como material resistente utilizado na construção, nomeadamente a partir dos finais do século XIX e início do século XX, estes elementos estruturais começaram a ser executados com este material. No início era utilizado o betão simples e, já na segunda metade do século XX, vulgarizou-se a utilização do betão armado.

O encontro de betão simples de pequeno porte (Figura 2.2) é utilizado apenas em casos em que se possa utilizar uma estrutura com uma pequena altura, máxima de cerca de 5m, composta por um simples maciço de betão, embora também seja possível utilizar o encontro em betão simples para alturas ligeiramente superiores recorrendo-se, nesse caso, a muros de contrafortes [1].



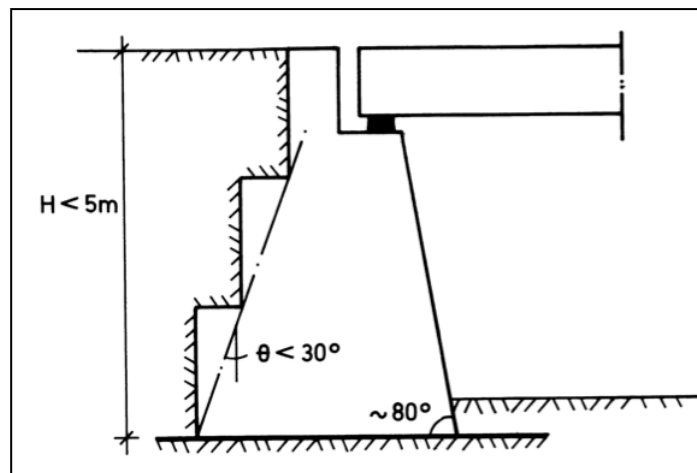


Figura 2.2 – Encontro tipo em betão simples [1]

O encontro de betão simples é vulgarmente utilizado em pontes em arco de pequeno porte ou para suporte de tabuleiros de pontes de pequena extensão e de pontões. Este tipo de encontro foi comumente utilizado em épocas de escassez de aço, como em momentos de guerra por forma a não diminuir o ritmo de construção de pontes. As pontes em arco encontram-se continuamente sob compressão, sendo esta guiada até à fundação do encontro ao longo da curva do arco. Uma vez que a fundação do encontro de betão simples se trata de um maciço, este tem um notável comportamento resistente à compressão, como ilustra a Figura 2.3.

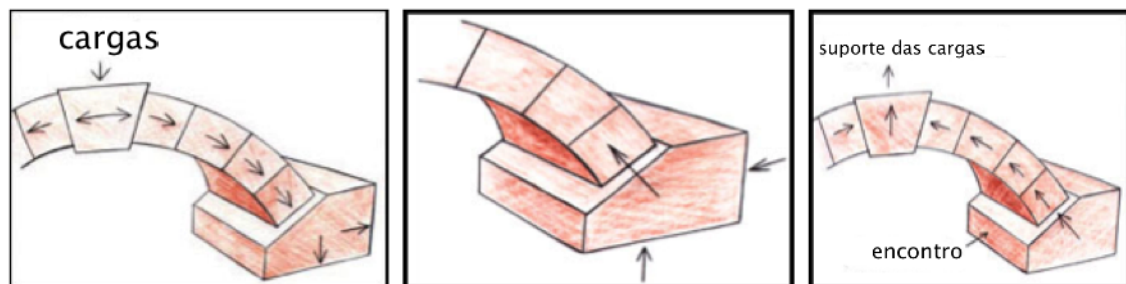


Figura 2.3 - Forças guiadas pelo Arco (adaptado de [4])

Como exemplo de uma ponte constituída por encontros de betão simples, cita-se a ponte sobre o Rio Oeiras, na antiga Estrada Nacional que liga Mértola a Almodôvar, como mostra a Figura 2.4 e a Figura 2.5.

Trata-se de uma ponte em que por motivos económicos se optou pela construção de encontros de betão simples, tendo sido utilizados contrafortes, o que permitiu adotar uma altura dos encontros ligeiramente superior aos 5 metros referidos anteriormente.

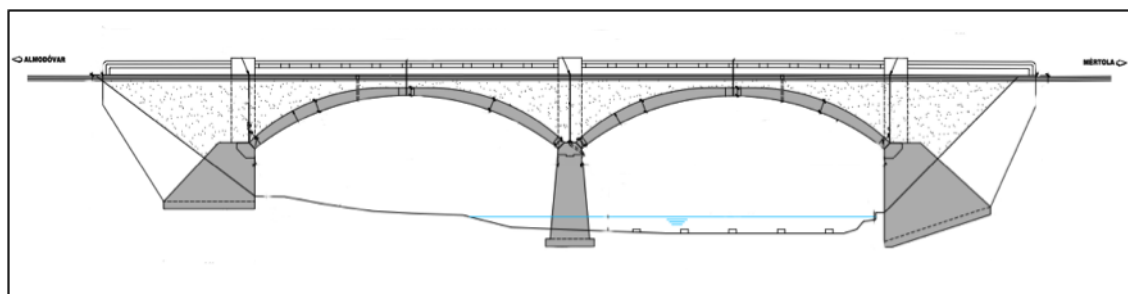


Figura 2.4 – Representação da Ponte sobre o Rio Oeiras [5]

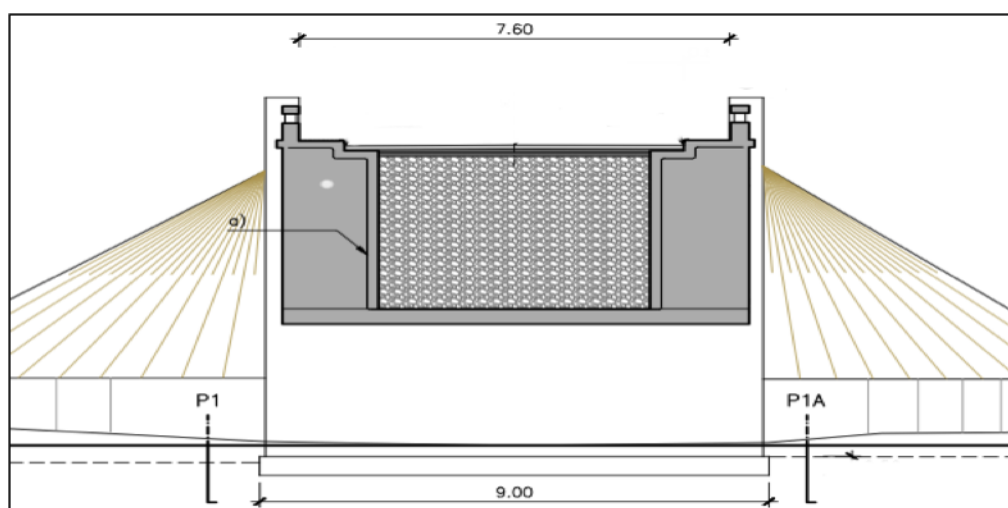


Figura 2.5 – Alçado do encontro do lado de Almodôvar [5]

### 2.3.2. Encontro de betão simples e muro ala em betão ciclópico

Trata-se de encontros constituídos por muro de testa de betão simples e os muros ala de betão ciclópico. Em geral, estes últimos apresentam grande extensão. Esta disposição é justificada pelo facto de se considerar que os esforços atuantes de compressão sobre o muro de testa são superiores aos esforços atuantes nos muros ala. Este é um dado importante, tendo em conta que o betão simples tem uma maior resistência à compressão comparativamente ao betão ciclópico.

Como exemplo, refere-se o encontro do Viaduto Duarte Pacheco (Figura 2.6), construído nos anos 40, localizado em Lisboa.

O viaduto, com um desenvolvimento total de 508 m, compõe-se por dois arcos laterais (passagens superiores) e por um arco central que passa sobre a Avenida de Ceuta (Figura 2.7) e por troços em viaduto entre os arcos laterais e central existem infra-estruturas, que funcionam isoladamente, relativamente aos arcos. Na Figura 2.8 ilustra-se o encontro nascente pertencente ao viaduto.



Figura 2.6 – Viaduto Duarte Pacheco

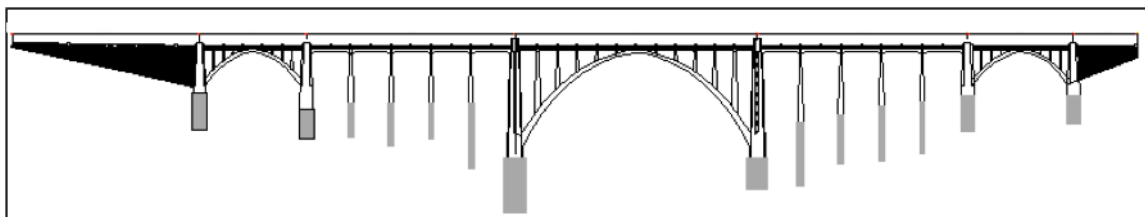


Figura 2.7 – Alçado do Viaduto [5]

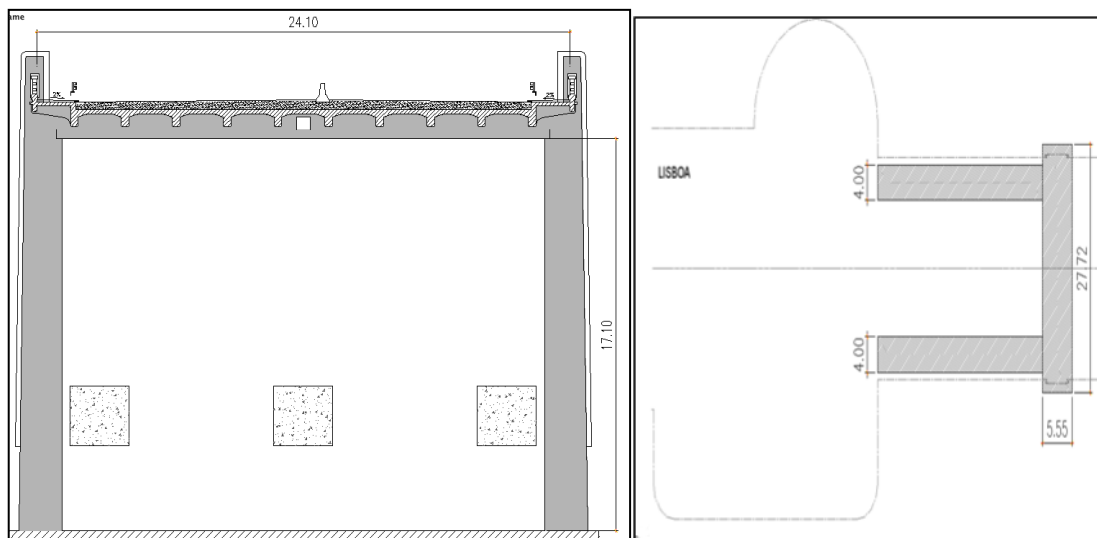


Figura 2.8 – Corte do encontro nascente e planta do encontro nascente ao nível das fundações [5]

No interior do encontro existe um aterro compactado que, na parte superior, se apresenta misturado com argamassa de cimento. Este aspeto confere uma base de apoio com maior rigidez para assentamento do pavimento definitivo.

## 2.4. Encontros de Betão Armado

### 2.4.1. Considerações Gerais

Com o advento do betão armado foi possível adotar novas geometrias e novas soluções para os encontros e adotar maiores dimensões para estes elementos. Surgem assim vários tipos de encontros (tipo perdido e tipo cofre).

### 2.4.2. Encontro do tipo cofre

O encontro do tipo cofre (Figura 2.9), também conhecido por encontro aparente, é constituído por um muro de testa totalmente aparente e dois muros laterais normalmente interligados ao muro de testa. Estes muros laterais poderão ser perpendiculares ou inclinados relativamente ao muro de testa, sendo que no primeiro caso este toma o nome de muros de avenida (ou retorno) enquanto no segundo caso estes são conhecidos por muros ala, como é apresentado na Figura 2.10.

A inclinação nos muros de ala é algo de grande importância, pois é através desta que se dá a integração do encontro com o terrapleno, necessitando de analisar-se a dimensão em função da ala necessária para o aterro. Para isto, é preciso ter em conta que o comprimento dos muros também é adaptado às circunstâncias do acidente dos terrenos e ao enviesamento das obras em relação aos vales que as pontes vencem, sendo os respetivos cofres cheios com solos compactados ou em certos casos com pedra grossa. A inclinação dos muros ala relativamente ao muro testa pode variar entre  $90^\circ$  e  $0^\circ$ , sendo que os muros laterais podem ser de tamanho variável consoante as imposições topográficas e geotécnicas, podendo em casos específicos ser suprimidos [1].

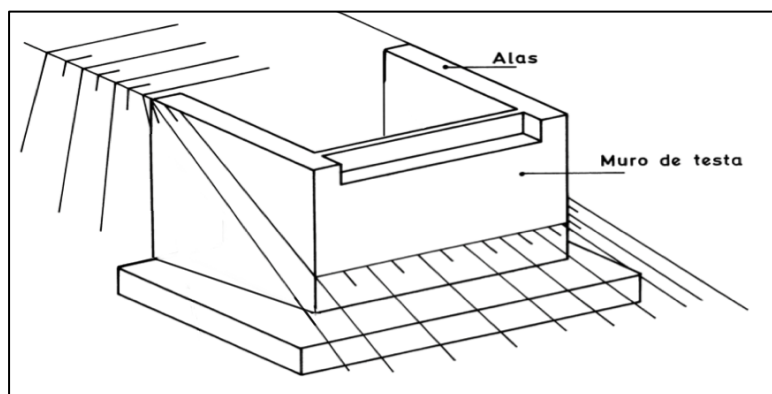


Figura 2.9 – Perspectiva de um encontro do tipo cofre (adaptado de [1])

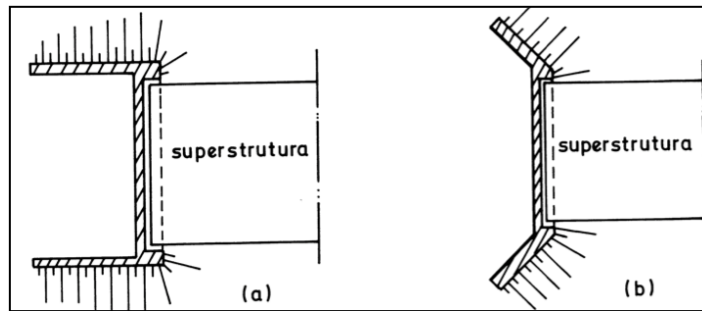


Figura 2.10 – (a) Encontro com muros avenida (b) Encontro com muros ala [1]

#### 2.4.2.1 Encontro do tipo cofre com contrafortes

O encontro do tipo cofre pode ainda, se necessário, ser composto por muros de contrafortes, ou gigantes, tanto no muro de testa como no muro ala e ou avenida, sendo que estes geralmente se encontram espaçados de 3 a 5 metros, conforme representado na Figura 2.11. No caso de uma ponte com um encontro fixo existe uma necessidade de reforçar a zona central do muro testa, utilizando-se assim contrafortes. A função destes é absorver as ações horizontais longitudinais, nomeadamente as ações sísmicas, e por vezes suportar os esforços de arranque ou de compressão transmitidos ao encontro [1].

A utilização dos contrafortes mostra-se bastante útil em encontros de alturas mais elevadas, cerca de 10 metros, por ser mais económico comparativamente às restantes soluções, como por exemplo uma estrutura do tipo T invertido ou de gravidade. É usual utilizar os contrafortes virados para o lado das terras suportadas, permitindo assim uma maior economia de espaço.

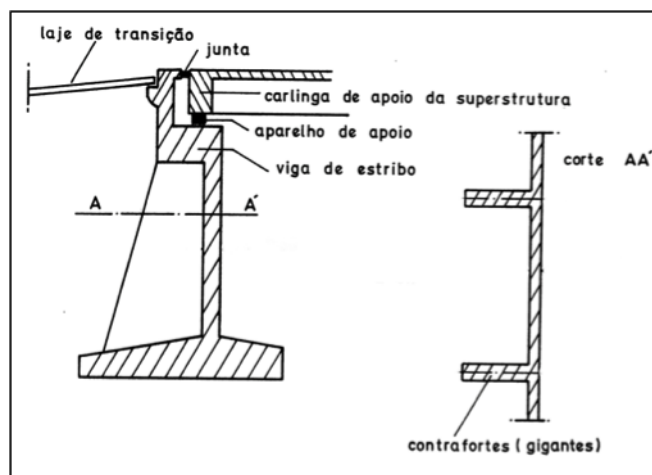


Figura 2.11 – Encontro do tipo cofre com contrafortes [1]

Ilustra-se de seguida um encontro do tipo cofre com contrafortes, pertencente a um Viaduto localizado na subconcessão Douro Interior. Trata-se de um encontro com os muros ala retos,

com um ligeiro enviesamento, como se verifica na Figura 2.12, para melhor interação com o traçado rodoviário.

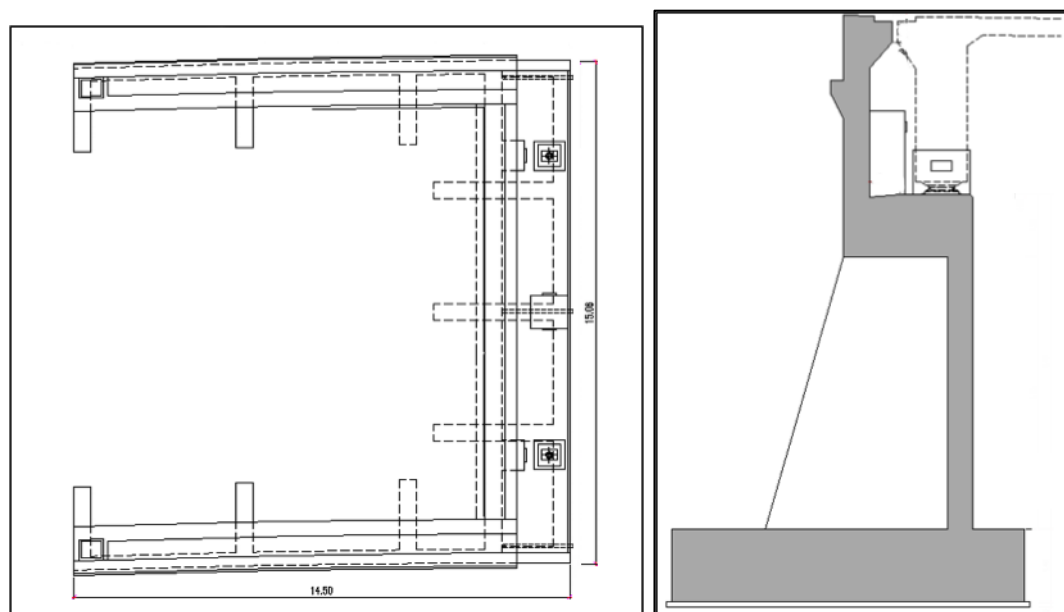


Figura 2.12 – Planta ao nível do tabuleiro e vista em corte do encontro [5]

#### 2.4.2.2 Encontro do tipo cofre em Harmónio

Uma solução utilizada em algumas obras para encontros de grande altura foi a adoção de paredes em harmónio. Os muros são constituídos por uma laje vertical em forma de harmónio. A forma harmónica garante um funcionamento adequado às solicitações provenientes da ponte, e também às ações dos impulsos de terras dos cofres. Este tipo de solução permite paredes de menor espessura e com menor armadura relativamente a paredes planas, pois o muro harmónico apresenta uma melhor resistência à formação de fendas devido ao efeito da compressão [5]. Uma alternativa à parede com harmónica seria a forma cilíndrica múltipla.

As figuras representadas abaixo (Figura 2.13, Figura 2.14 e Figura 2.15), referem-se ao encontro do tipo cofre, em harmónio, da antiga ponte sobre o Rio Dão, sobre a Foz do Dão, situada ao Km 75+310 do IP3, entre Penacova e Santa Comba Dão, tratando-se do encontro do lado de Viseu. O encontro é formado por um muro de testa e por dois muros avenida, sendo que estes são constituídos por uma laje vertical em forma de harmónio, de pequena espessura e apoiada vertical e monoliticamente nos gigantes localizados nos vértices exteriores do harmónio.

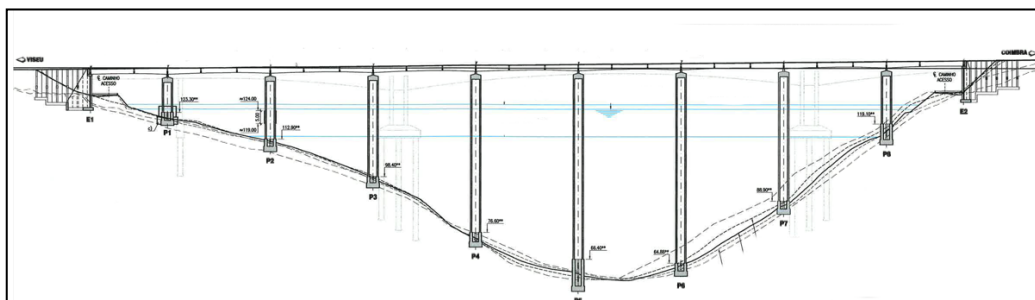


Figura 2.13 – Alçado da Ponte [5]

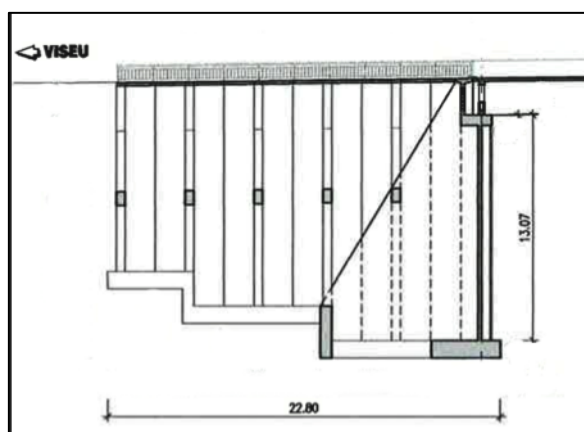


Figura 2.14 – Corte Longitudinal do encontro [5]

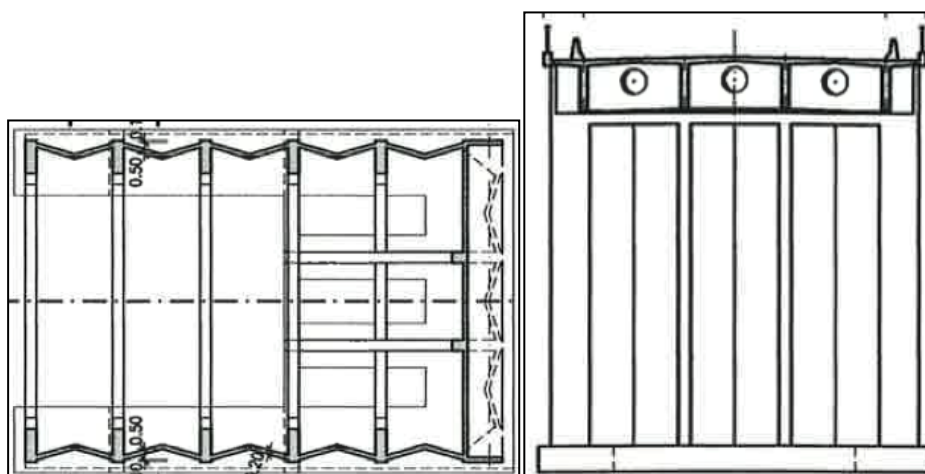


Figura 2.15 – Planta e alçado frontal do encontro [5]

Mostra-se também o caso da Ponte de Lanheses, sobre o Rio Lima. O encontro em questão é do tipo cofre (Figura 2.16 e Figura 2.17), constituído por paredes em harmónio, apoiado em gigantes. Ambos os encontros dispõem de tirantes de betão armado sob os aterros de acesso que ajudam o controlar o estado limite de deslizamento ou, como é o caso, reduzem os esforços de flexão nas estacas devido ao impulso do terreno.

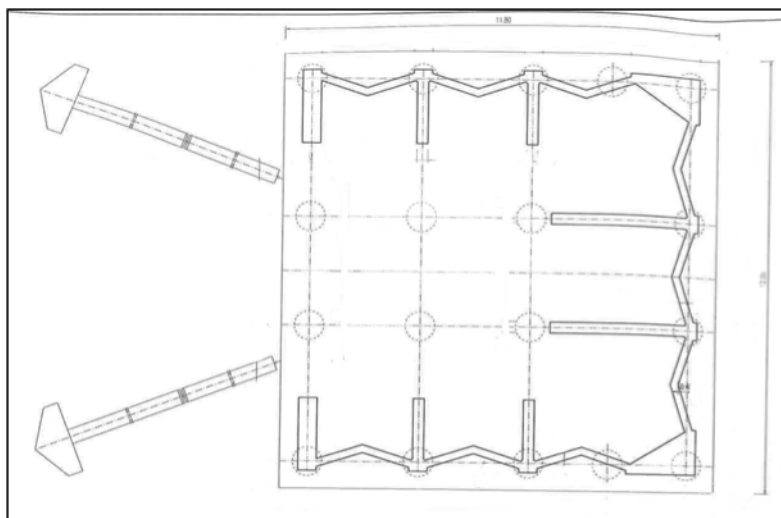


Figura 2.16 - Planta do encontro [5]

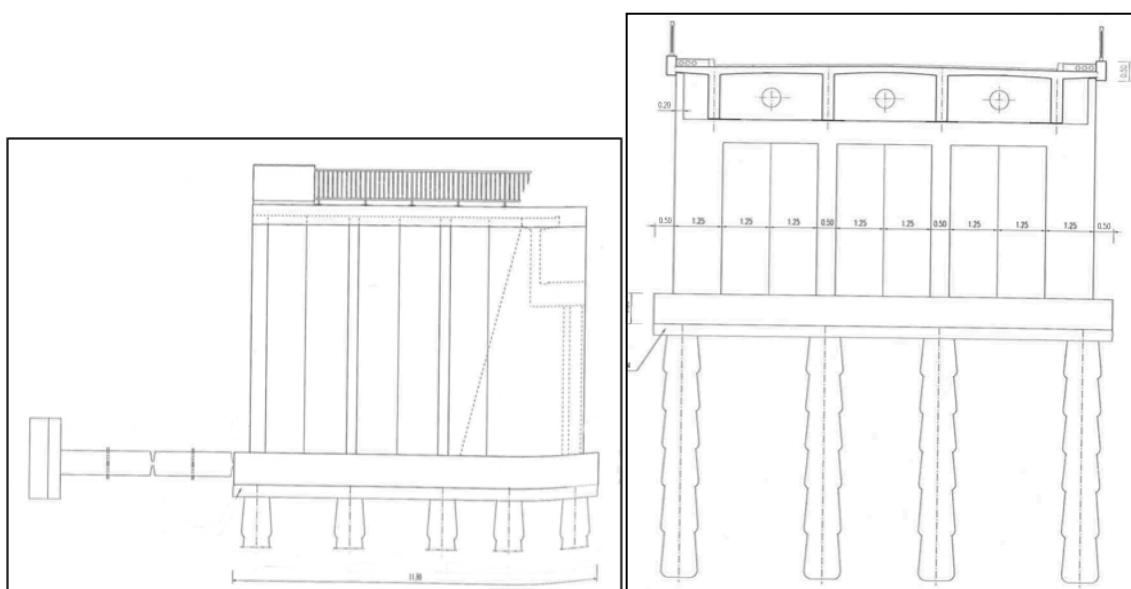


Figura 2.17 – Corte Longitudinal e Alçado Frontal [5]

#### 2.4.3. Encontro do tipo perdido

Sempre que possível, torna-se mais económico prolongar a superestrutura e conservar o ângulo do talude natural ou utilizar aterros com inclinação 1:1.5 limitando-se o encontro a um simples apoio para a extremidade do tabuleiro, sem que este tenha a função relevante de suportar o aterro [1].

O encontro tipo perdido por vezes é mais vantajoso que o encontro do tipo cofre. Um exemplo típico de utilização encontra-se nas passagens superiores às autoestradas, em que a existência de um muro de testa muito próximo da via pode criar ao condutor uma sensação errada de



estrangulamento da mesma, facto esse facilmente visualizado através dos esquemas ilustrativos presentes na Figura 2.18 [1]. Contudo apenas é possível adotar este tipo de encontro em determinadas condições, nomeadamente quando os aterros rodoviários permitem ocultar os gigantes. Estas soluções são difíceis de implementar em zonas urbanas, por questões de maior ocupação de espaço, em planta, dos aterros.

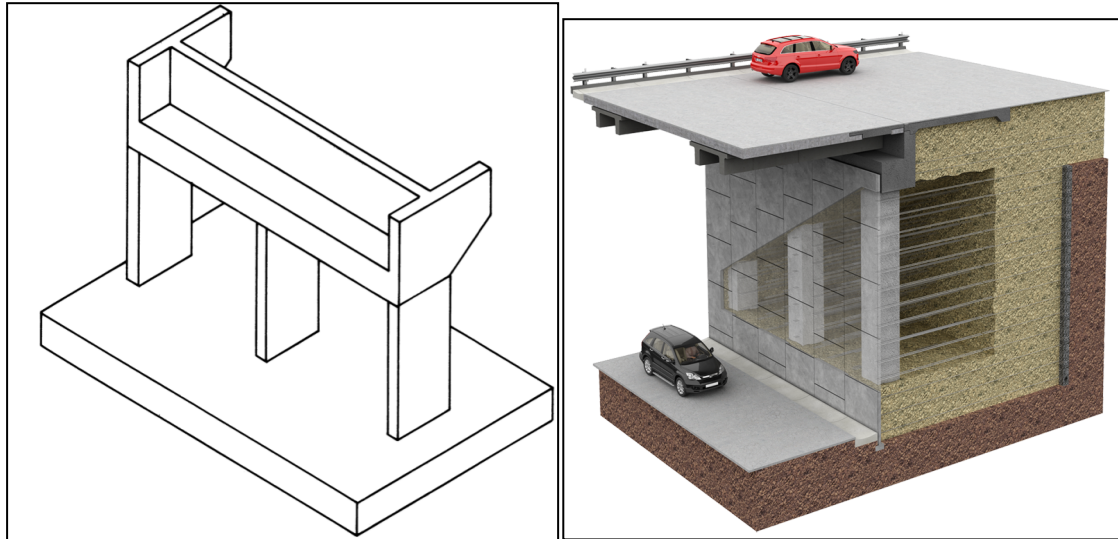


Figura 2.18 – Perspectiva de um encontro perdido [1]; Esquema ilustrativo

Recorrendo agora à Figura 2.19, é possível identificar um pequeno viaduto com encontros do tipo perdido e constatar que este tipo de encontro tem uma ocupação espacial menor relativamente ao encontro do tipo cofre.

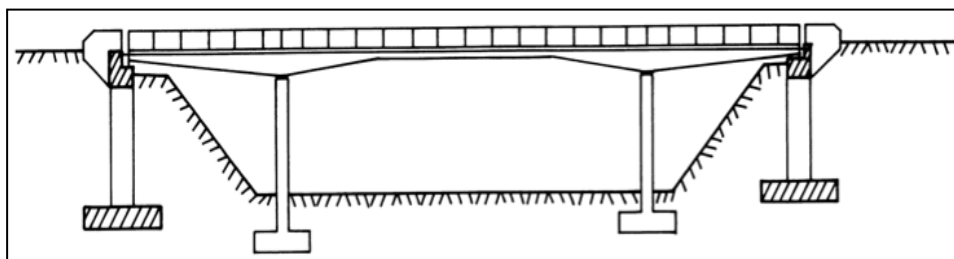


Figura 2.19 – Passagem Superior com encontros do tipo perdido [1]

No encontro do tipo perdido é importante ter atenção à disposição dos taludes laterais aos muros de avenida, como ilustra a Figura 2.20. As distâncias “c” representam o fim do muro de avenida, enquanto as inclinações dos taludes geralmente são  $3/2$ , isto é 1,5 na vertical para 1 na horizontal [1] por questões de estabilidade do próprio aterro.

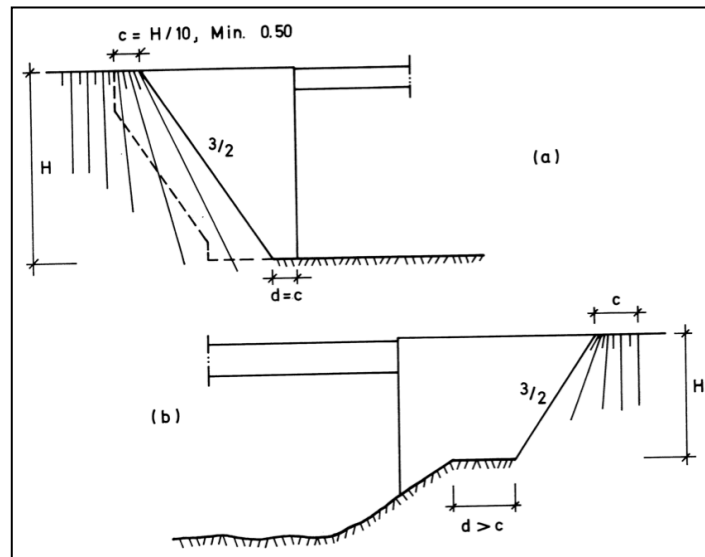


Figura 2.20 – Taludes Laterais dos Muro de Ala [1]

Como exemplo de um caso prático para um encontro do tipo perdido indicam-se na Figura 2.21 e na Figura 2.22 . Trata-se de um viaduto inserido na subconcessão do Pinhal Interior.

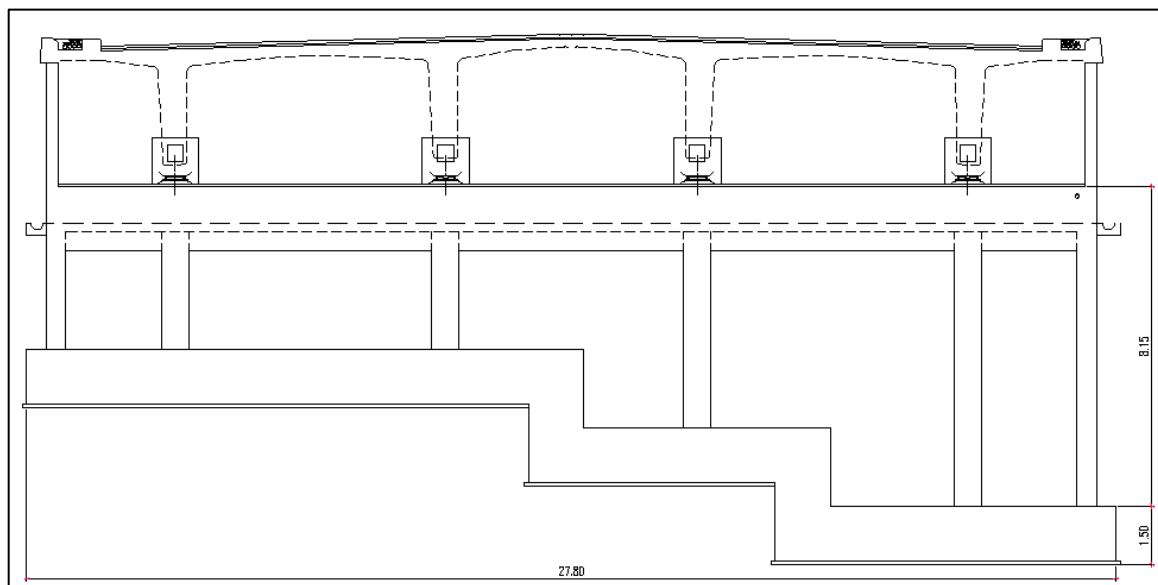


Figura 2.21 – Alçado de Frente [5]

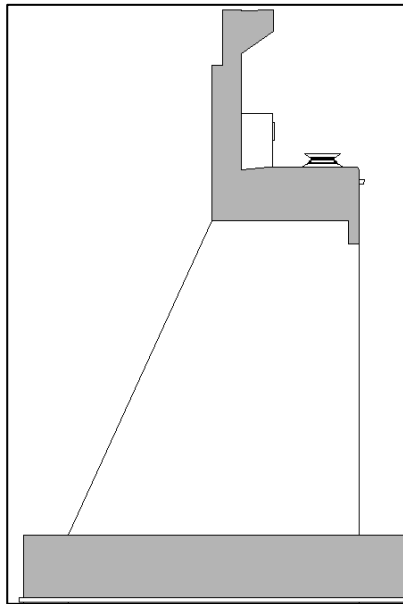


Figura 2.22 – Corte do encontro [5]



### **3. CONDICIONAMENTOS À CONCEÇÃO DOS ENCONTROS**

#### **3.1. Considerações Gerais**

O presente capítulo trata dos principais condicionamentos à concepção geral do encontro e baseia-se no “Bridge Inspector’s Reference Manual” [6].

Para uma melhor compreensão da temática apresenta-se o processo de seleção indicado para o tipo de encontro a utilizar, sendo este fundamentado nas seguintes premissas:

- a) Custo de construção e de manutenção
- b) Necessidade de aterro ou de escavação
- c) Manutenção do tráfego durante a construção
- d) Período de construção
- e) Segurança dos trabalhadores durante a construção
- f) Disponibilidade e custo de material de aterro para o encontro
- g) Altura da superestrutura
- h) Dimensões do encontro
- i) Área de escavação
- j) Estética e semelhança com as estruturas adjacentes
- k) Facilidade de acesso para inspeção e manutenção
- l) Tempo de vida útil

Para além destes há ainda que atender a condicionamentos de carácter geotécnico, hidráulico, rodoviário e orográfico, que assumem um papel relevante para a concepção e para o dimensionamento dos encontros. Seguidamente apresenta-se de uma forma mais aprofundada estes tipos de condicionamentos.

#### **3.2. Condicionamentos Geotécnicos**

##### **3.2.1. Considerações Gerais**

As características do terreno onde se implanta o encontro podem condicionar o tipo de fundação a adotar. A não consideração deste aspeto de forma adequada pode introduzir anomalias relevantes no encontro e conduzir ao mau desempenho desta estrutura.

Este tipo de condicionamento tem implicações no tipo de fundação a adotar, bem como nas dimensões em planta e profundidade dessas fundações, que poderão ser do tipo direto (sapatas) ou indireto (estacas ou pegões).

A estrutura pode ser afetada por diferentes movimentos em resultado de aspetos geotécnicos indevidamente analisados, que condicionam o comportamento da estrutura, podendo afetar o equilíbrio da mesma. Consideram-se então os diferentes tipos de movimentos:

- movimentos verticais;
- movimentos laterais;
- movimentos de rotação.

Um conhecimento geotécnico das formações presentes no local é fundamental para a concepção estrutural dos encontros, em particular das suas fundações.

### 3.2.2. Movimentos verticais

O movimento vertical normalmente corresponde a um assentamento da estrutura, podendo este ser uniforme ou diferencial.

Um assentamento diferencial no encontro (Figura 3.1) pode, por exemplo, causar a fissuração entre o encontro e o muro ala, ou até mesmo à inclinação transversal do próprio encontro, como ilustra a Figura 3.2. A causa mais comum para os movimentos verticais tem a ver com assentamentos do terreno onde a estrutura se encontra fundada, resultantes da natural compressibilidade do solo ou de fenómenos de consolidação, erosão ou liquefação.

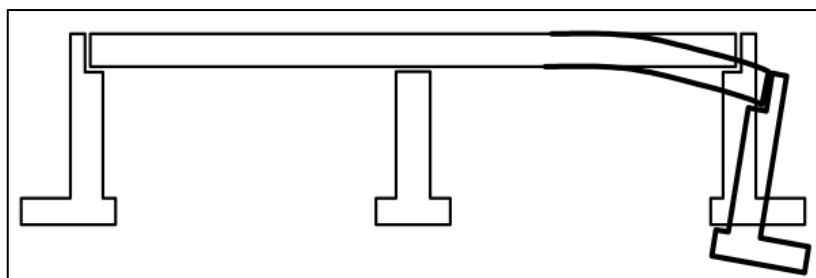


Figura 3.1 – Exemplo esquemático de um assentamento diferencial ocorrido no sentido longitudinal da estrutura [6]

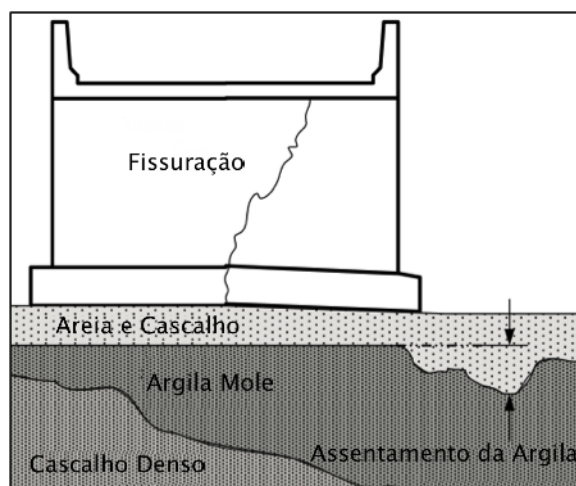


Figura 3.2 – Assentamento diferencial do solo ocorrido no sentido transversal da estrutura [6]

Existem formas empíricas de verificar a existência de movimento vertical presente no encontro[6]:

- averiguar a presença de fissuração ou de sinais de assentamento, particularmente no muro de testa e nos aparelhos de apoio (Figura 3.3);
- verificar se existe um aumento da abertura da junta de ligação entre os muros ala e o encontro, ou a existência de fissuração entre aqueles elementos, em caso de monolitismo da ligação.



Figura 3.3 – Fissura no muro testa provocada por movimentos verticais [6]

### 3.2.3. Movimentos laterais

Os encontros são estruturas suscetíveis a movimentos laterais, resultantes da deformação dos muros devido à pressão das terras instalada a tardo ou, no limite, devido a deslizamento ao nível da sua fundação. No último caso, o movimento lateral ocorre quando a pressão das terras na direção horizontal, exercida sobre o encontro, ultrapassa as forças de atrito que mantêm a estru-

ra imóvel. Usualmente, trata-se do não cumprimento do Estado Limite ao Deslizamento. Outra das causas que pode provocar movimentos laterais do encontro são a instabilidade global da estrutura ou a rotura de fundação (Figura 3.4), situações que podem ser agravadas por infiltrações, evolução das características do terreno, ausência de consolidação do solo e infra-escavação na base, fenómeno apresentado no subcapítulo 3.3.

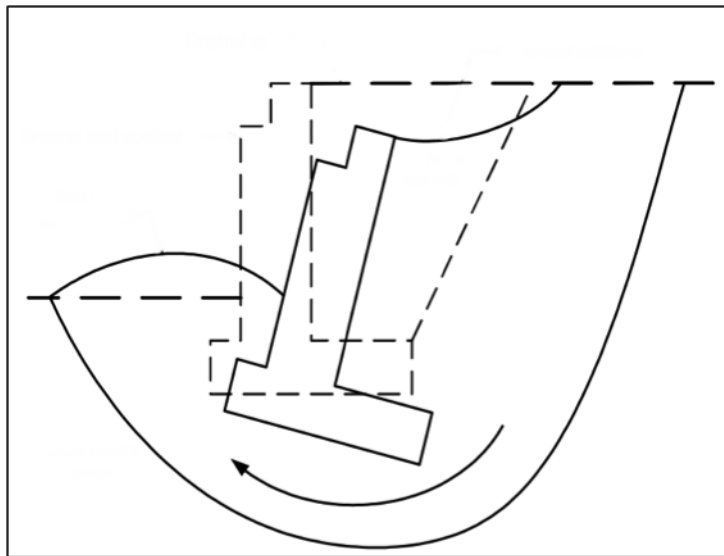


Figura 3.4 – Movimento lateral de um encontro devido à rotura do terreno de fundação [6]

Existem formas empíricas de verificar a existência de movimentos laterais presente no encontro [6]:

- verificar topograficamente o posicionamento dos apoios (Figura 3.5);
- verificar a existência de abertura no pavimento e na ligação entre o aterro e o encontro (Figura 3.5);
- examinar a base do encontro, procurando fenómenos de infra-escavação (Figura 3.6).



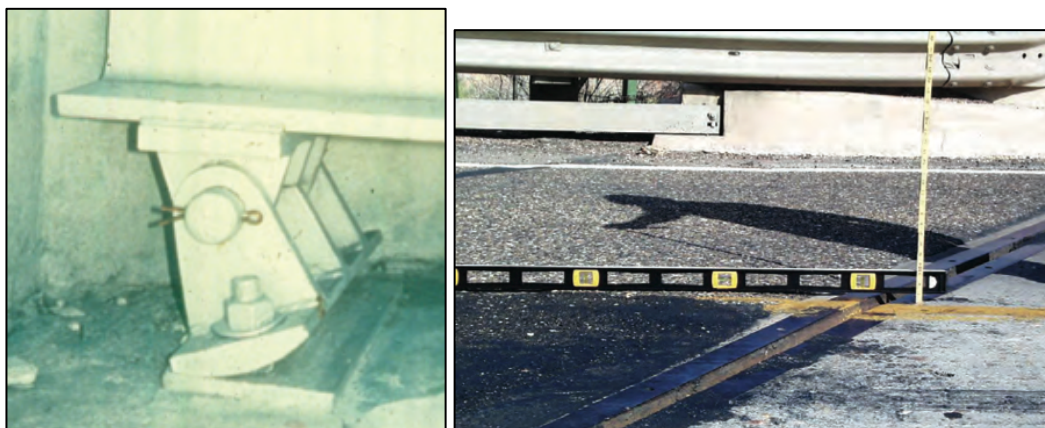


Figura 3.5 – a) Deslocamento no apoio indica um possível movimento lateral no encontro;  
b)Depressão na zona da junta de dilatação [6]



Figura 3.6 – Erosão expondo a fundação do encontro [6]

#### 3.2.4. Movimentos de rotação

Os movimentos de rotação podem dever-se, por exemplo, à erosão na base (fundação), à existência de uma zona com solo mais compressível junto ao bordo (Figura 3.7), ou à não verificação de segurança da estrutura ao derrubamento (Estado Limite de Derrubamento).

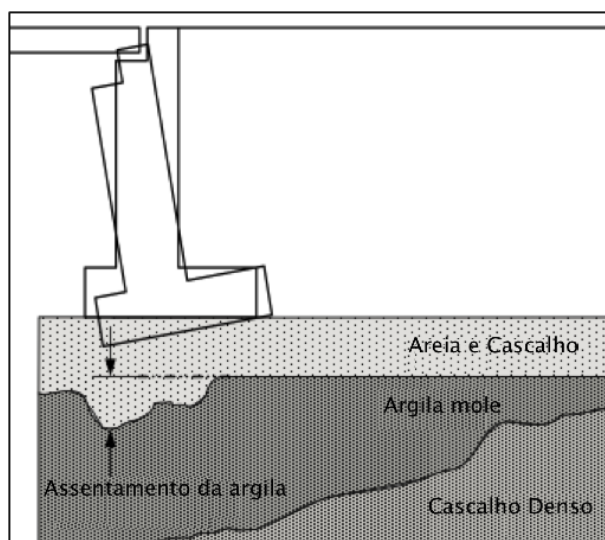


Figura 3.7 – Movimento de rotação do encontro (adaptado de [6])

O mesmo tipo de movimento do encontro pode estar associado à presença de um estrato compressível, sobre o qual se realiza o aterro. Este estrato pode vir a assentar, fazendo com que o encontro que se localiza sobre estacas, venha a sofrer um movimento de rotação. Este fenômeno é exemplificado na Figura 3.8.

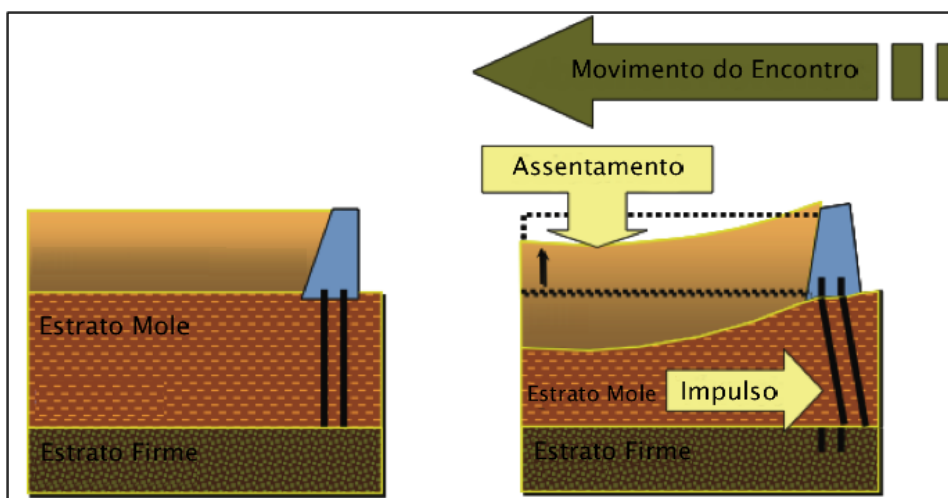


Figura 3.8 – Movimento de rotação do encontro devido ao assentamento de um estrato mole existente na fundação (adaptado de [6])

Existem metodologias simples para verificar a existência de movimentos de rotação presentes no encontro, sendo que a mais utilizada é examinar o alinhamento vertical do muro de testa do encontro (Figura 3.9), utilizando, por exemplo, um fio de prumo ou nível, para além dos meios topográficos.



Figura 3.9 – Movimento de rotação presente num encontro [6]

### 3.3. Condicionamentos Hidráulicos

Os rios, ribeiras e outras linhas de água constituem os condicionamentos hidráulicos que podem afetar o dimensionamento dos encontros e a opção pela a escolha da sua tipologia.

A utilização de soluções do tipo cofre é usual em situações de proximidade de linhas de água, em detrimento de soluções de encontros do tipo perdido. Aspetos relacionados com os fenómenos de infra-escavação condicionam ainda mais a utilização daqueles últimos. Também por este facto poderá se necessário utilizar fundações profundas nos encontros próximos deste tipo de condicionamentos ou, como é usual, proteger-se a fundação através de sistemas de proteção colocados no perímetro da fundação.

A infra-escavação é um fenómeno de erosão fluvial (Figura 3.10) que consiste na remoção de sedimentos na base do encontro ou pilar (Figura 3.11), provocado por movimentações de água. O fenómeno é bastante prejudicial pois remove o solo de apoio da fundação do encontro. Geralmente a ação erosiva da água resulta do processo de erosão natural, embora o fenómeno possa ser acelerado devido ao aumento do gradiente do leito do canal, ou provocado pelo aumento da velocidade do fluxo das águas do rio. A construção de barragens a montante, dragagens e endireitamento ou estreitamento do canal desempenham um papel importante neste processo [6].



Figura 3.10 – Exemplo do fenómeno de infra-escavação [6]



Figura 3.11 – Exemplo de um encontro destruído devido a ação erosiva da água [6]

O fenómeno pode ocorrer quer através da degradação quer do assoreamento, em que ambos são mudanças na elevação das linhas de água a longo prazo.

O processo de degradação consiste na redução gradual e uniforme da elevação do terreno natural, devido a uma deficiência na carga de sedimentos disponível para o transporte através da corrente, como ilustra a Figura 3.12 [6].





Figura 3.12 – Degradação [6]

O processo de assoreamento consiste na deposição ou acomodação de material do leito, devido a um excesso de sedimentos, provocado pela carga disponível em excesso para o transporte através da corrente, como demonstra a Figura 3.13.

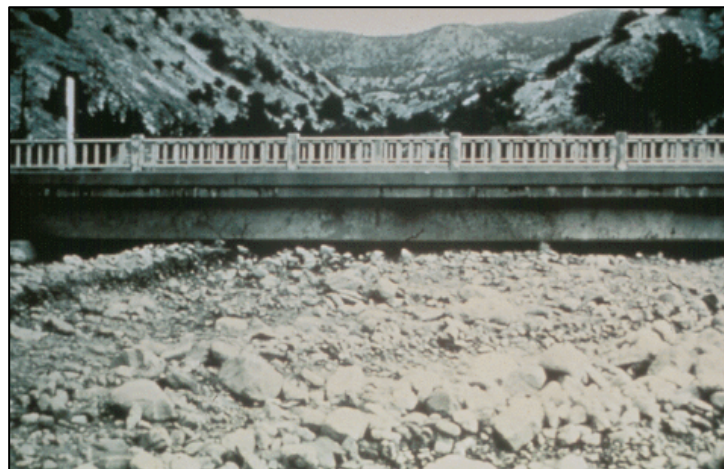


Figura 3.13–Assoreamento [6]

### 3.4. Condicionamentos Rodoviários

O traçado rodoviário condiciona as dimensões e a definição tipológica do encontro. No caso de estradas municipais ou estradas nacionais a largura exigida é inferior relativamente aos encontros de pontes integradas na plena via de auto-estradas.

Outro aspeto relevante trata-se da proximidade de vias rodoviárias atravessadas pelo vão de extremidade de uma ponte ou viaduto. Se essa via rodoviária se localizar junto do encontro dessa obra de arte poderá ficar condicionada a opção pela adoção de um encontro do tipo perdido, exigindo-se a opção por um encontro do tipo cofre. A saia de aterro não poderá interferir com a via rodoviária atravessada. Em alternativa também se poderão utilizar soluções em terra armada.

Por vezes o traçado rodoviário exige que se adotem encontros com enviasamento relativamente à diretriz da estrada. O enviesamento dos encontros deve-se à existência sob a obra de arte de estradas ou linhas de água atravessadas que não lhe estão ortogonais (Figura 3.14 e Figura 3.15).

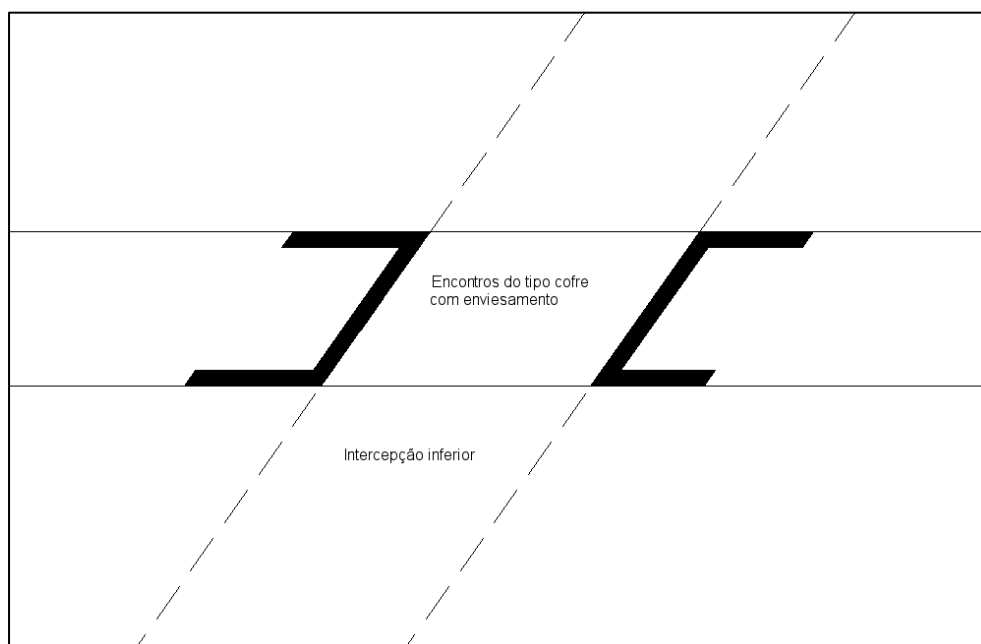


Figura 3.14 – Encontros do tipo cofre com enviesamento devido à passagem inferior não ortogonal

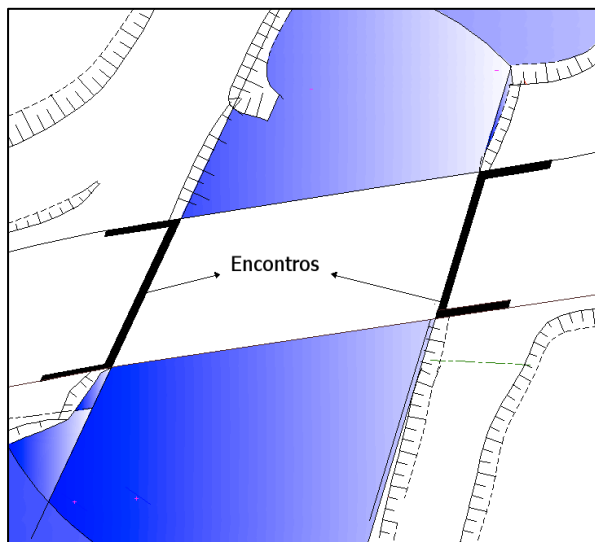


Figura 3.15 – Encontros do tipo cofre com enviesamento devido à linha de água

### 3.5. Condicionamentos Estéticos

A parte estética na temática dos encontros é uma questão de interesse visto que o encontro, por vezes, constitui uma estrutura de grande porte que provoca um forte impacto visual. Na concepção arquitetónica e estrutural da ponte dever-se-á garantir que os encontros se integram no ambiente circundante. Estes aspetos assumem particular importância em zonas urbanas, como ilustra a Figura 3.16.



Figura 3.16 – Ponte no Grand Canal – Veneza [8]

Como condicionamentos estéticos é importante também referir a altura dos encontros. Um encontro de grande altura visualmente garante uma sensação de segurança, como se observa

na Figura 3.17. Em alguns casos é utilizado como representação de proximidade de uma comunidade.

O encontro de meia altura proporciona uma maior transparência visual reduzindo substancialmente a massa visual do encontro. Este é comumente utilizado em viadutos sobre autoestradas (Figura 3.18). O encontro de pequena altura é naturalmente o mais económico quando comparado com as restantes soluções, embora este encontro seja condicionado por provocar uma “sobra” subjacente à estrutura, como se conclui pela Figura 3.19. Um adequado tratamento das faces do encontro ou a utilização de revestimentos apropriados permitem integrar melhor estes elementos no meio envolvente, como é possível visualizar através da Figura 3.20 e Figura 3.21. A utilização de revestimentos nobres, como o caso da pedra, ou a utilização de pinturas e de outros tratamentos da superfície são soluções comuns para encontros integrados em zonas urbanas.



Figura 3.17 – Encontro de grande altura [7]



Figura 3.18 – a) Encontro de media altura; b) Encontro de pequena altura [7]





Figura 3.19 – Encontro de pequena altura [7]



Figura 3.20 – Encontros de grande porte [7]



Figura 3.21 – Encontros de grande porte integrados no meio envolvente na cidade de Londres [9]

### 3.6. Condicionamentos Orográficos

A inserção de obras de arte em zonas com uma orografia acidentada conduz a soluções mais complexas para a estrutura do encontro. É usual que este tipo de condicionamento introduza diferentes alturas do encontro no sentido transversal e longitudinal (Figura 3.22 e Figura 3.23),

por forma a integrar-se no declive do terreno. Em casos em que se tenham encontros muito largos integrados em zonas bastante acidentadas é possível ter-se a necessidade de escavar na zona extrema do encontro, enquanto no lado oposto poderá ser necessário fundá-lo em estacas, devido à existência de estratos de fracas características geotécnicas à superfície, ou proceder-se à substituição desse solo por betão ciclópico para garantir um apoio adequado da fundação.

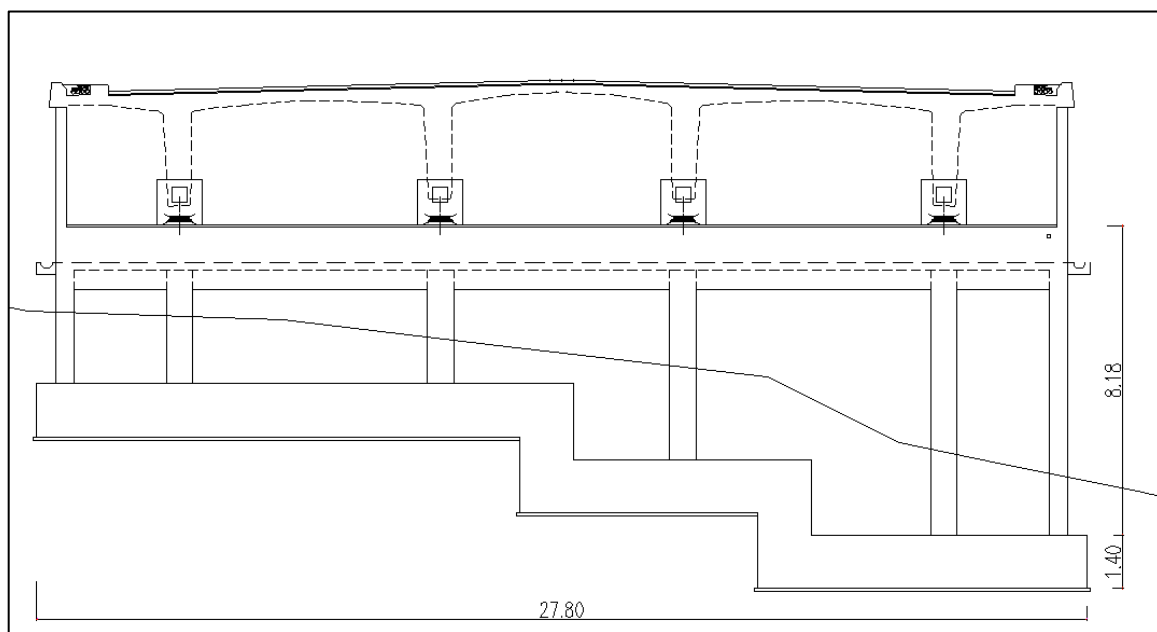


Figura 3.22 – Corte transversal de um encontro condicionado pela orografia [5]

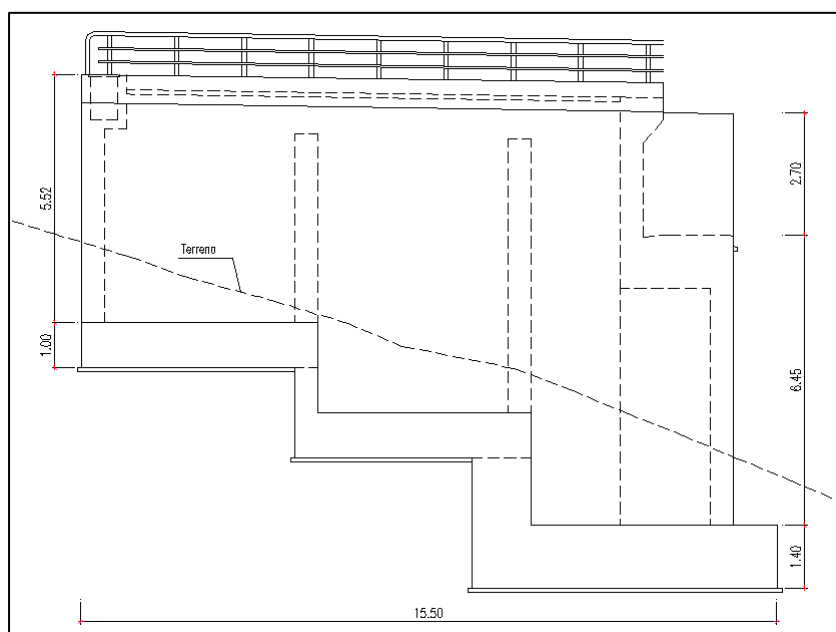


Figura 3.23 – Corte longitudinal de um encontro condicionado pela orografia [5]

## **4. TIPOLOGIA E DESCRIÇÃO ESTRUTURAL DOS ENCONTROS**

### **4.1. Considerações Gerais**

No presente capítulo descreve-se a constituição estrutural dos principais tipos de encontros. Pretende-se também salientar as circunstâncias que conduzem à escolha de cada tipo de encontro e quais os aspetos que condicionam a conceção destes elementos.

### **4.2. Encontro do tipo cofre**

#### **4.2.1. Constituição Estrutural**

Para uma melhor definição estrutural do encontro optou-se por descrever a sua constituição com o auxílio da Figura 4.1 e da Figura 4.2.

O encontro do tipo cofre é suportado por uma fundação, que normalmente é realizada através de sapata ou de estacas. A viga de estribo suporta as reações transmitidas pelo tabuleiro e transfere-as para a fundação, através de gigantes. O muro de testa tem a função de suportar o aterro, garantindo funções de muro de contenção. O prolongamento do muro de testa até a cota do pavimento é conhecida por espelho. Os muros ala ou de avenida são muros laterais com função de contenção do aterro. Refira-se ainda que, se necessário, o muro de testa e os muros ala ou avenida podem ser auxiliados por contrafortes quando a altura do encontro o justificar, evitando muro demasiado espessos e garantindo a economicidade da solução.

Quando não existem gigantes será o muro de testa a receber as reações do tabuleiro. Nesse caso o muro terá de ser espessado o suficiente para acomodar os aparelhos de apoio.

Os aparelhos de apoio são os equipamentos cuja função é transferir as reações da ponte ao encontro, sendo estes obrigados a cumprir os requisitos de projeto relativamente a forças, deslocamentos e rotações. Os aparelhos de apoio (Figura 4.3 a) devem ainda resistir a todas as ações externas, tais como sismos, forças de frenagem e variações uniformes e diferenciais de temperatura. Embora não seja um elemento constituinte do encontro é particularmente importante referir que existe uma separação física entre a ponte e o encontro, mais precisamente na zona do espelho. A separação física concretizada através da montagem de uma junta de dilatação (Figura 4.3 b), que permite ao tabuleiro alongar ou contrair, devido às variações de temperatura, força de frenagem, sismos, fluência e retração.

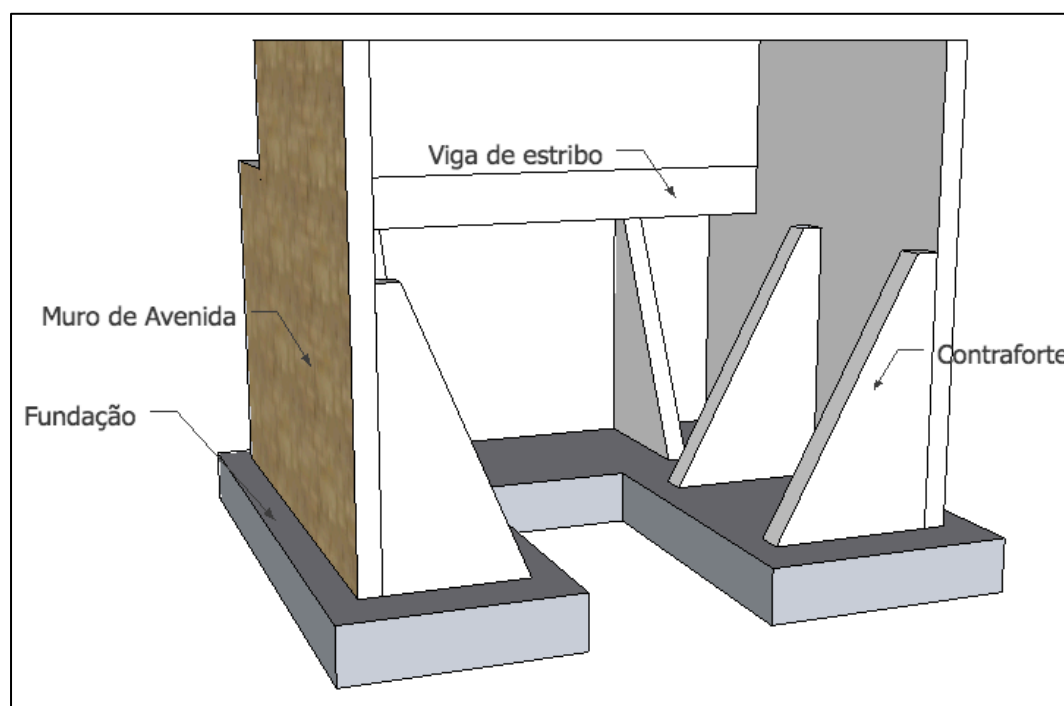
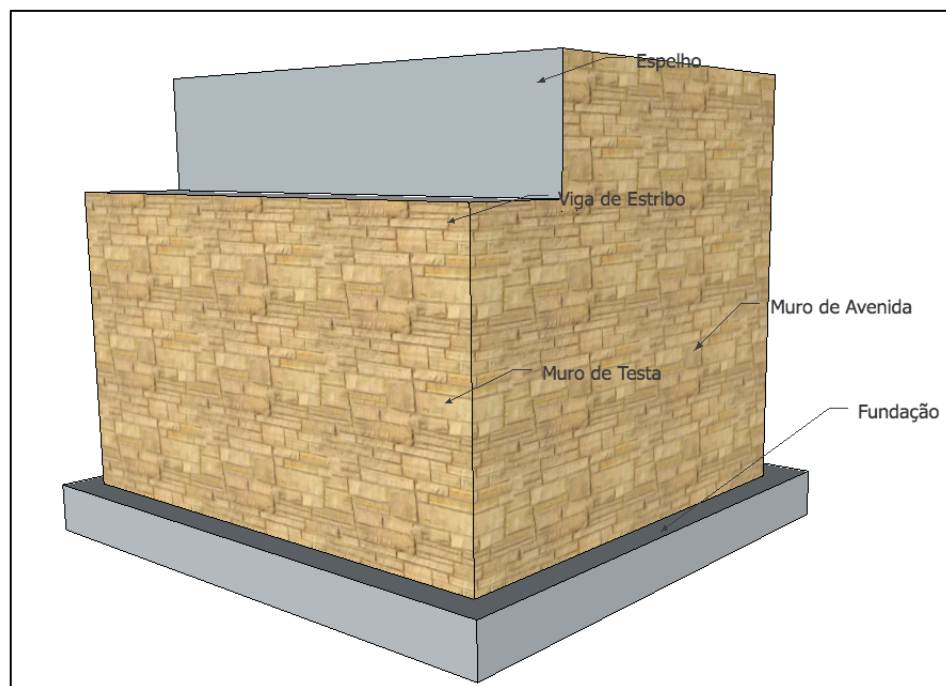


Figura 4.1 – Encontro do tipo cofre: a) vista frontal; b) vista de tardoz

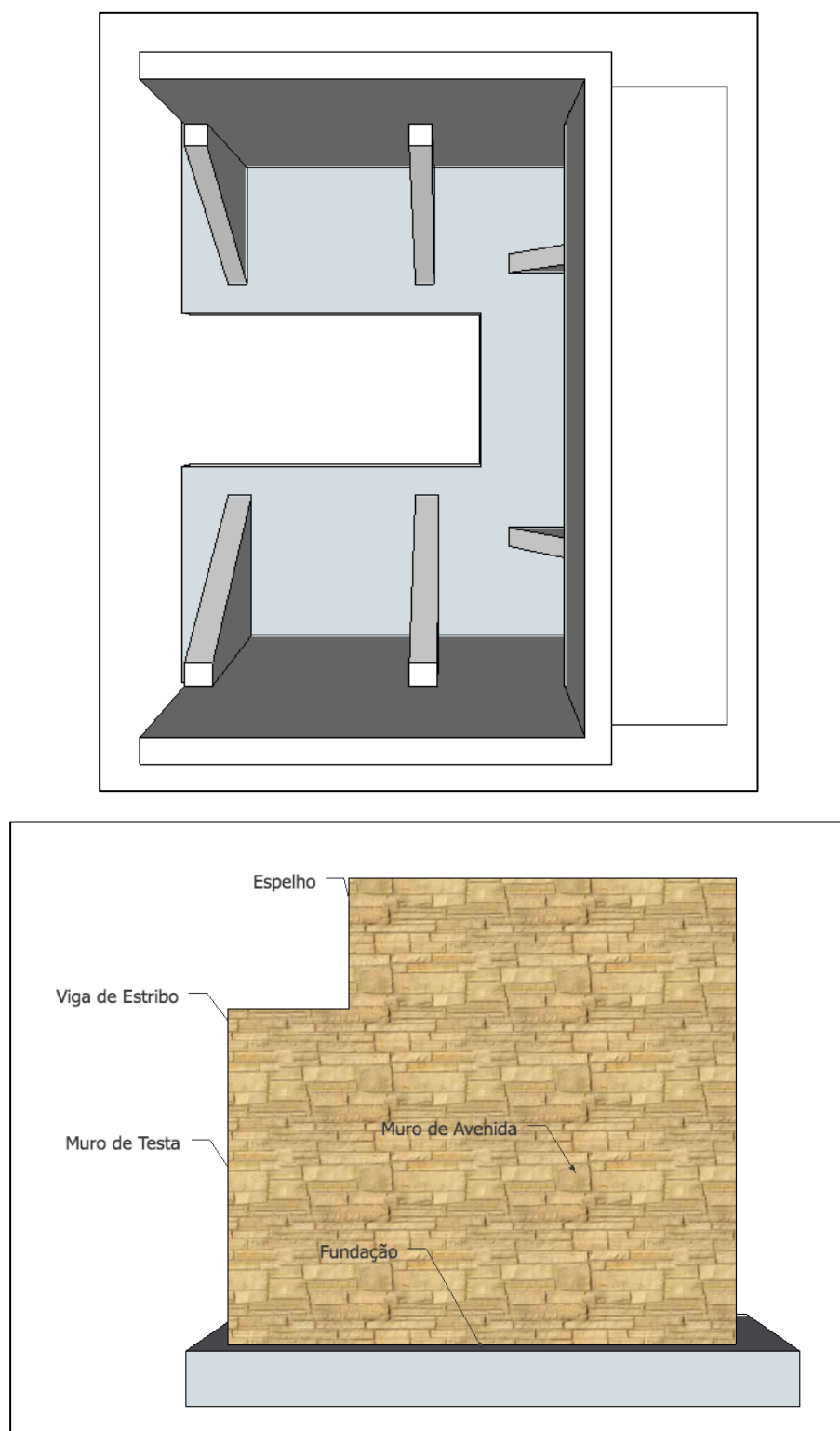


Figura 4.2 – Encontro do tipo cofre: a) planta; b) alçado lateral





Figura 4.3 – a) Aparelhos de Apoio; b) Junta de Dilatação [6]

#### 4.2.2. Muro Ala e muro avenida

Estes muros geralmente são considerados como muros de contenção do aterro no tardo. Os muros podem ser direitos, no caso em é que uma extensão do muro de testa, ou inclinados, quando estes formam um ângulo com a estrada proveniente da ponte e em U, quando os muros são paralelo à estrada proveniente da ponte, como ilustra a Figura 4.4.



Figura 4.4 – a) Muro ala direito; b) Muro ala inclinado; c) Muro avenida (em “U”) [6]

Estes muros, dependendo ainda da forma como são construídos, também podem ser classificados como:

- integrais – Quando estes são construído monoliticamente com o encontro (solução corrente);
- independentes – Quando estes são construídos separadamente do encontro, onde geralmente existe uma junta que permite a separação física entre os mesmos. Existem casos em que no tardo do muro de testa são executadas estruturas de contenção baseadas em terra armada (Figura 4.5).



Figura 4.5 – Muro Ala como estrutura independente do encontro [6]

### 4.2.3. Quando utilizar

O encontro do tipo cofre (Figura 4.6) é utilizado maioritariamente em locais em que existe uma necessidade de contenção de solo. A contenção é realizada pelo muro de testa e pelos muros laterais.

Um encontro em cofre é recomendado para situações em que seja necessário conter o aterro para evitar a ocupação de terrenos envolventes à implantação desse encontro. No caso de alturas elevadas a saia do aterro ocuparia elevadas áreas de implantação que, por vezes, não são compatíveis com áreas expropriadas. Em particular, estes aspetos assumem relevância em zonas urbanas, onde a ocupação dos solos terá de ser, necessariamente, reduzida.

Outra situação com interesse na utilização deste tipo de soluções será quando se têm sob a obra de arte vias rodoviárias ou linhas de água na proximidade do encontro, em que os aterros da plataforma rodoviária não poderão interferir com aqueles condicionamentos.

Questões estéticas e de enquadramento na zona envolvente poderão ainda justificar a opção por este tipo de soluções.



Figura 4.6 – Encontro do tipo cofre [6]

#### **4.2.4. Aterros no tardo**

Um condicionamento para os encontros do tipo cofre reside na dificuldade de compactação do solo no seu interior, visto que, por norma, se trata de um espaço reduzido. Este aspeto vem mais dificultado se existirem contrafortes. Deve-se ter especial atenção ao equipamento utilizado no processo de compactação. Os equipamentos pesados de compactação podem danificar os elementos estruturais do encontro e induzir pressões elevadas no mesmo. Deverão ser utilizados meios de compactação de fraca potência (Figura 4.7), mas que garantam uma eficaz compactação, pelo que as camadas deverão ser de espessura reduzida e os solos deverão ser de matriz arenosa. Esta operação poderá ser completada com meios de maior potência, desde que estes não danifiquem os elementos do encontro e que tal não resulte na aplicação de pressões exageradas sobre o paramento dos muros.

Estes encontros necessitam de sistemas de drenagem no tardo, pelo que a compactação dos aterros deverá compatibilizar-se com aquele aspeto.





Figura 4.7 – Compactação do solo entre os muros ala e o encontro [10]

### 4.3. Encontro do tipo perdido

#### 4.3.1. Constituição Estrutural

O encontro do tipo perdido (Figura 4.8) consiste numa viga de estribo que suporta o tabuleiro da ponte, que por sua vez é suportada por dois ou mais pilares, usualmente denominados de gigantes, com ligação à fundação/base, como se ilustra na Figura 4.9.



Figura 4.8 – Encontro do tipo perdido [6]

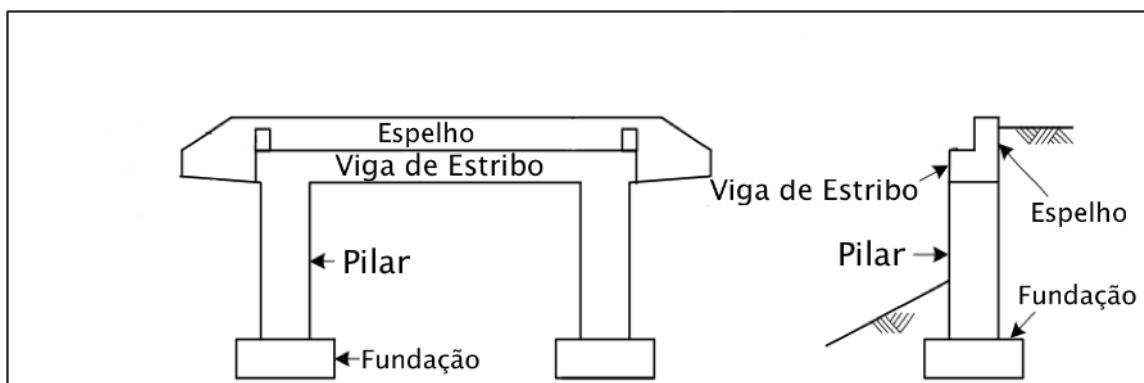


Figura 4.9 – Constituição estrutural típica de um encontro perdido (adaptado de [6])

#### 4.3.2. Quando utilizar

O encontro do tipo perdido deve ser utilizado quando não existe necessidade do encontro suportar o solo no tardo. O encontro do tipo perdido é mais económico, comparativamente a uma solução em cofre.

A viga de estribo pode apoiar-se em gigantes, os quais são interligados pela fundação em sapata ou num maciço de encabeçamento de estacas (Figura 4.10). Outra solução diz respeito ao apoio direto da viga de estribo diretamente em estacas. Geralmente, esta última solução é utilizada

para encontros de pequena altura assentes em terrenos de fracas características e são encontros bastante económicos.

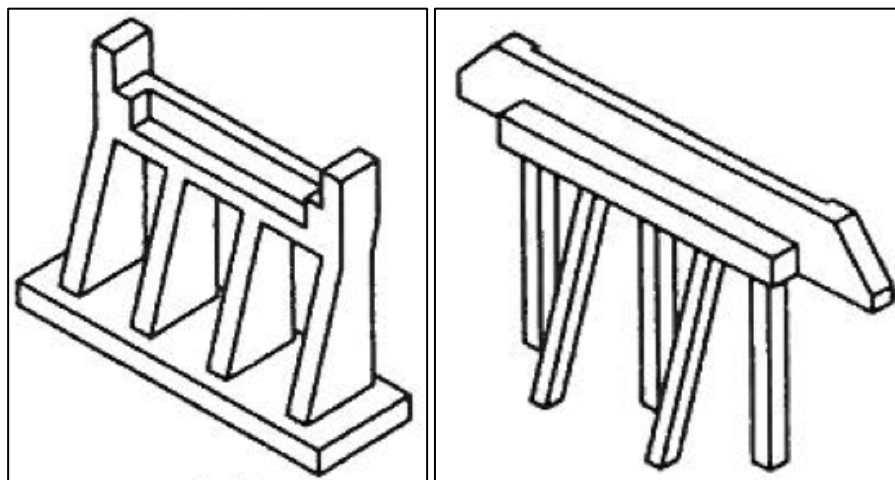


Figura 4.10 – Subtipos de encontros do tipo perdido [6]

#### 4.3.3. Aterros no tardo

O principal condicionamento no encontro do tipo perdido encontra-se na dificuldade de compactar o aterro em torno dos gigantes, visto que se trata, muitas vezes, de um espaço confinado, pelo que se aplica o anteriormente referido no ponto 4.2.4. O enchimento deverá ser realizado simultaneamente para ambos os lados do encontro para minimizar o risco de desequilíbrio. Este tipo de encontro também é muito suscetível erosão, sendo pouco aconselhado a utilizar na proximidade de margens de rios e outras linhas de água.

## 4.4. Encontro do tipo integral

### 4.4.1. Constituição estrutural

Comummente as pontes têm o encontro como estrutura independente e apresentam uma junta de dilatação que permite deslocamentos do tabuleiro devido, por exemplo, a factores térmicos, como se representa esquematicamente na Figura 4.11.

Os sistemas de aparelhos de apoio e as juntas de dilatação permitem movimentos para fazer face às variações de temperatura. A vida útil destes equipamentos é inferior ao da obra de arte, criando assim uma necessidade de manutenção frequente. Este fenómeno é particularmente relevante em regiões frias, onde devido à neve, o espalhamento de sal ou produtos anticongelantes nas estradas acelera a degradação dos aparelhos de apoio. Em casos extremos, o mau funcionamento das juntas de dilatação e dos aparelhos de apoio pode provocar esforços não previstos pelo projetista. A tentativa de criar uma solução para o problema conduziu à evolução do conceito de encontro do tipo integral [11], em que a ponte e o encontro são estruturas monolíticas, que agem como uma unidade. A transmissão de cargas do tabuleiro aos elementos verticais realiza-se sem aparelhos de apoio, como elucida a Figura 4.12.

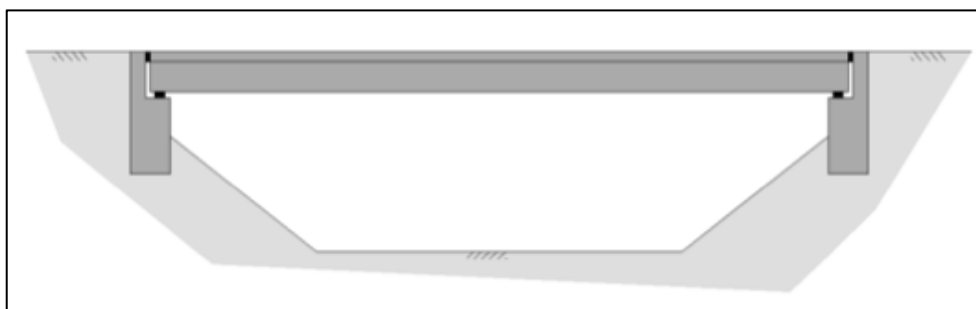


Figura 4.11 – Tabuleiro com libertações estruturais por introdução de juntas de dilatação [11]

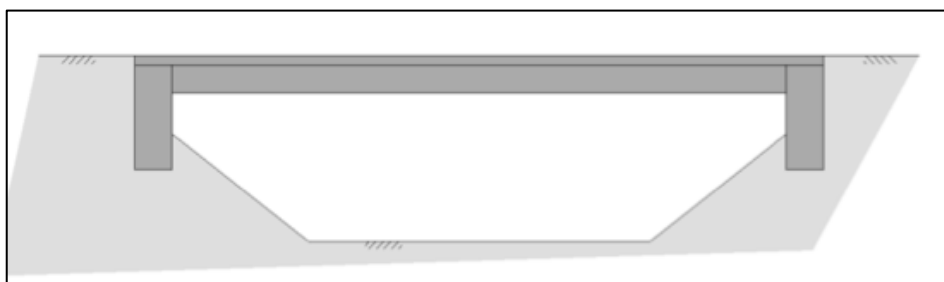


Figura 4.12 – Tabuleiro sem libertações estruturais, com encontros do tipo integral [11]

Usualmente a constituição estrutural de um encontro do tipo integral é semelhante a um encontro do tipo perdido. Este tipo de soluções também se aplicam a tabuleiros metálicos ou mistos (Figura 4.13).

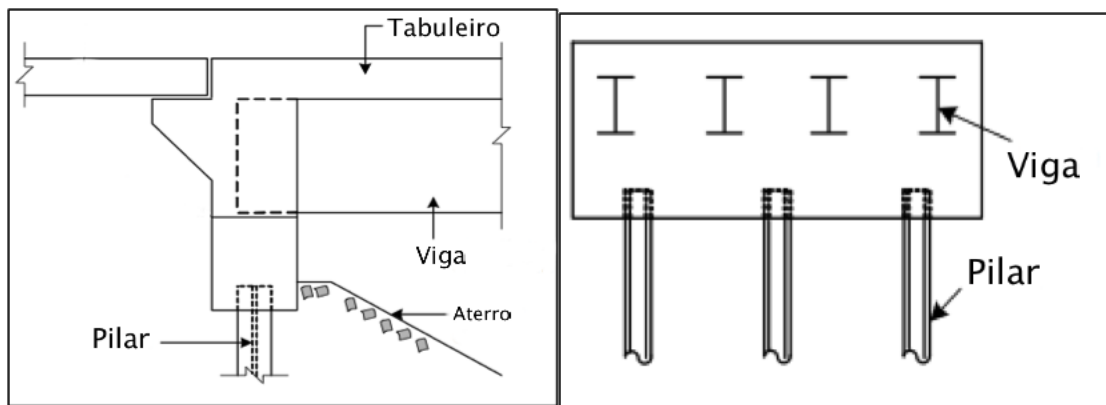


Figura 4.13 – Esquema estrutural de um encontro do tipo integral (adaptado de [6])

#### 4.4.2. Quando utilizar

O encontro do tipo integral (Figura 4.14) deve ser usado sempre que se pretende minimizar os custos com a manutenção dos equipamentos, tais como aparelhos de apoio e juntas de dilatação. Contudo, a sua utilização é limitada a vãos de comprimento moderado (20 a 30 m), por forma a que o tabuleiro não introduza esforços elevados no encontro.

Existem dois condicionamentos aos encontros do tipo integral. Deverá atender-se aos aspetos relacionados com possíveis assentamentos verticais do tabuleiro devido à compactação do aterro no tardo e possíveis fissurações no betão devido à restrição de movimentos longitudinais e aos esforços provenientes do tabuleiro.



Figura 4.14 – Encontro do tipo integral [6]

#### 4.4.3. Aterro no tardo

As preocupações relacionadas com a compactação do aterro são similares às enunciadas anteriormente a propósito dos encontros do tipo cofre ou perdido.



## 5. AÇÕES DE DIMENSIONAMENTO

### 5.1. Regulamentação Aplicável

No presente capítulo são indicadas as ações que atuam na estrutura de um encontro do tipo cofre de acordo com o Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes, presentemente ainda em vigor, e o especificado na NP EN 1991-1 e NP EN 1998-1 quando aquele regulamento é omissivo na definição de determinadas matérias. Indicam-se também os respetivos diagramas de impulsos que atuam no encontro.

Referem-se as ações permanentes, variáveis, as reações transmitidas pelo o tabuleiro e as dinâmicas ou sísmicas.

### 5.2. Ações Permanentes

#### 5.2.1. Considerações Gerais

No encontro do tipo cofre geralmente são consideradas as seguintes ações permanentes:

- Peso próprio da estrutura;
- Restantes cargas permanentes;
- Pressão estática do terreno.

#### 5.2.2. Peso próprio

O peso próprio da estrutura ( $w$ ) é calculado com base no peso volúmico do material ( $\gamma$ ), através da equação ( 5.1 ).

$$w = A\gamma = bh\gamma \text{ [kN/m]} \quad ( 5.1 )$$

$$W = V\gamma = ebh\gamma \text{ [kN]} \quad ( 5.2 )$$

Onde:

$w$  é o peso ( $kN/m$ )

$W$  é o peso ( $kN$ );

$A$  é a área da seção transversal ( $m^2$ );

$V$  é o volume ( $m^3$ );

$e$  é a espessura ( $m$ );

$b$  é o comprimento transversal ( $m$ );

$h$  é a altura.

### 5.2.3. Restantes cargas permanentes

Como restantes cargas permanentes consideram-se o peso próprio da faixa de rodagem, das guardas de segurança metálicas, dos guarda-corpos, dos passadiços de serviço.

Faixa de rodagem (betuminoso):	$24 [kN/m^3]$
Guarda metálicas de segurança (2 unidades):	$2 \times P_{G.S.} [kN/m]$
Guarda-Corpos (2 unidades):	$2 \times P_{G.c.} [kN/m]$
Passadiços de serviço (2 unidades):	$2 \times P_{P.S.} [kN/m]$

### 5.2.4. Pressão estática do terreno

#### 5.2.4.1 Considerações gerais

Para um adequado dimensionamento do encontro é necessário contabilizar a pressão estática do terreno, correspondendo esta à ação exercida pelo solo sobre o muro em condições estáticas.

A interação entre o muro e o solo suportado resulta na mobilização de forças, normalmente designadas por impulsos, habitualmente de direção horizontal ou com componente horizontal predominante [12].

No caso dos encontros do tipo cofre a pressão gerada pelo solo contido e das reações provenientes do tabuleiro da ponte é indicada na Figura 5.1.

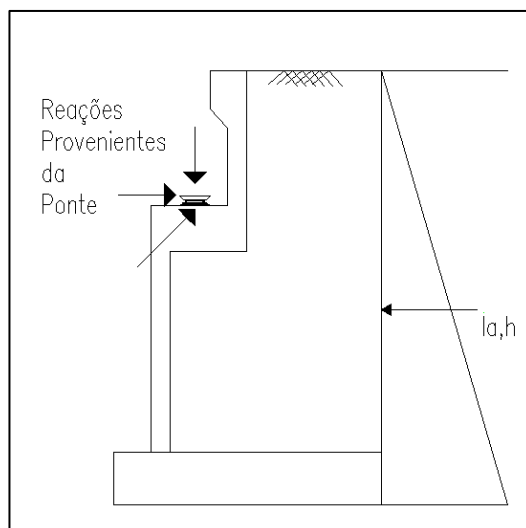


Figura 5.1 – Exemplo das ações aplicadas num encontro (provenientes da ponte e pressão do terreno)



O encontro do tipo cofre apresenta características similares a um muro de suporte de gravidade, já que o peso próprio do muro e o peso do solo existente acima da sapata desempenham um papel relevante no equilíbrio do impulso de terras.

O valor de cálculo da pressão estática do terreno pode ser determinado recorrendo à teoria de Coulomb ou à teoria de Rankine, apresentadas pelos autores em 1773 e em 1857, respetivamente. Estas teorias encontram-se por demais explanadas em inúmeros compêndios e livros de mecânica dos solos, pelo que na presente dissertação se opta por apresentar estes métodos de uma forma breve, resumindo-se apenas às situações que interessam ao tipo de estrutura em estudo, nomeadamente de aplicação a solos incoerentes.

#### 5.2.4.2 Coeficiente de impulso ativo e passivo segundo Rankine

De forma a compreender a temática envolta das pressões estáticas do terreno mostra-se um maciço granular, emerso, em repouso, de superfície horizontal, como ilustra a Figura 5.2 a). Observe-se que parte do maciço em questão é retirada, substituindo-se a sua ação em relação à massa remanescente por meio de paramento vertical rígido e liso (Figura 5.2 b), sem que nesta massa fosse introduzida qualquer deformação, logo qualquer alteração do estado de tensão [12].

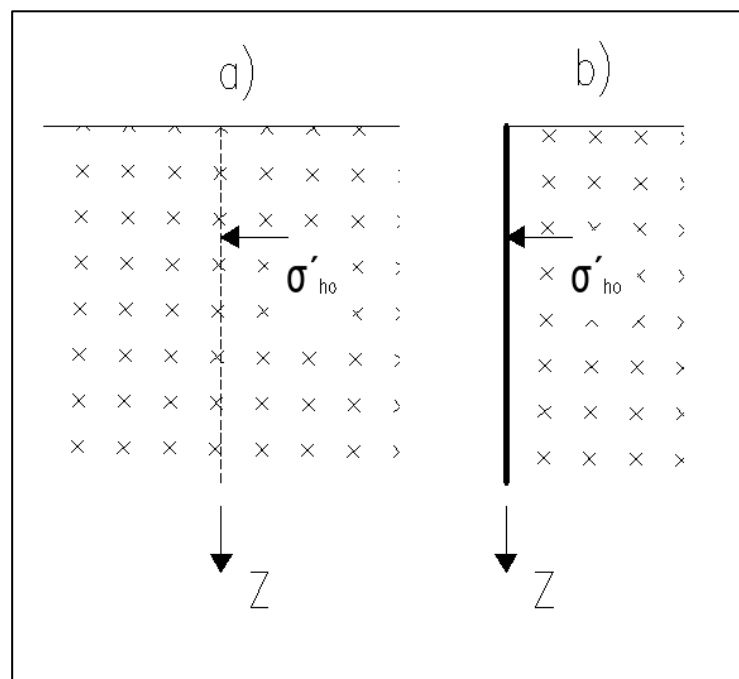


Figura 5.2 – Condições iniciais para a mobilização dos estados ativo e passivo de Rankine; a) solo em estado de repouso; b) substituição de parte do maciço por um paramento vertical (adaptado de [12])

Nas condições acima indicadas, a tensão exercida pelo solo sobre o paramento, num ponto a profundidade genérica  $z$ , é dada pela seguinte equação:

$$\sigma_{ho}' = K_o \times \sigma_{vo}' = K_o \gamma z \quad (5.3)$$

Onde:

$\sigma_{ho}'$  é a tensão efetiva horizontal de repouso;

$\sigma_{vo}'$  é a tensão efetiva vertical de repouso;

$K_o$  é o coeficiente de impulso em repouso;

$\gamma$  é o peso volúmico do solo;

$z$  é uma profundidade genérica.

Suponha-se que o paramento sofre uma translação horizontal para a esquerda. Durante o deslocamento, as tensões principais máxima e mínima continuarão a ser as tensões vertical e horizontal, mantendo-se constante a primeira enquanto a segunda diminui progressivamente.

No entanto o processo referido tem um limite, que corresponde à situação para a qual se mobiliza integralmente a resistência do solo, situação essa designada por equilíbrio limite ativo e a tensão horizontal correspondente designada de tensão horizontal ativa,  $\sigma_{ha}'$  [12].

Caso o paramento se desloque no sentido contrário ao anteriormente enunciado, ou seja deslocado contra o solo e comprimindo-o, a tensão horizontal aumenta e a tensão vertical mantém-se inalterada. No decorrer do deslocamento a tensão horizontal iguala a vertical, o que corresponde a um estado de tensão isotrópico,  $\sigma_h' = \sigma_{vo}'$  [12]. Seguidamente a tensão principal máxima passa a ser a tensão horizontal, sendo instaladas no solo tensões de corte progressivamente maiores, até que se mobilizem integralmente a resistência ao corte. Esta situação é conhecida por estado de equilíbrio limite passivo, e a tensão horizontal correspondente designada por tensão horizontal passiva,  $\sigma_{hp}'$  [12].

Pelo que foi anteriormente enunciado conclui-se que as tensões horizontais ativa e passiva representam os limites inferior e superior, respetivamente, das tensões de interação do solo com a estrutura. Quer isto dizer que após instalados os estados ativo e passivo, ainda que o paramento continuasse o deslocamento a tensão horizontal ficaria constante nos valores  $\sigma_{ha}'$  e  $\sigma_{hp}'$ , caso contrário envolveria estados de tensão fisicamente impossíveis [12].

Mostra-se o coeficiente de impulso,  $K$ , que representa a relação entre as tensões efetivas horizontal e vertical que atuam num determinado ponto do maciço. O coeficiente é dado pela seguinte expressão:

$$K = \frac{\sigma_h'}{\sigma_v'} \quad (5.4)$$

O coeficiente de impulso, consoante as tensões em causa na equação ( 5.4 ), pode ser designado por coeficiente de impulso em repouso, ativo e passivo.

Para o caso em que as tensões são relativas a um estado de repouso, e para solos normalmente consolidados, o coeficiente de impulso em repouso é dado por:

$$K_o = 1 - \sin \phi' \quad (5.5)$$

Para um caso da tensão efetiva horizontal se encontrar no estado ativo, verifica-se um coeficiente de impulso ativo dado por:

$$K_a = \frac{\sigma'_{ha}}{\sigma'_{vo}} \quad (5.6)$$

Finalmente caso a tensão efetiva horizontal se encontre no estado passivo, toma-se um coeficiente de impulso passivo dado por:

$$K_p = \frac{\sigma'_{hp}}{\sigma'_v} \quad (5.7)$$

Nota-se que a tensão efetiva vertical em causa nas equações ( 5.6 ) e ( 5.7 ) não são obrigatoriamente a tensão efetiva em repouso.

Para uma conveniente aplicação do método de Rankine há que considerar as seguintes hipóteses simplificativas [12]:

- o terrapleno é horizontal;
- o paramento é vertical e rígido;
- o solo é não coesivo;
- o interface solo-estrutura não tem atrito.

O método de Rankine permite assim calcular a uma profundidade genérica a pressão sobre o paramento que interatua com o maciço num estado de equilíbrio limite, através de:

Caso ativo:

$$\sigma'_{ha}(z) = K_a \sigma'_v(z) = K_a \gamma z \quad (5.8)$$

Caso passivo:

$$\sigma'_{hp}(z) = K_p \sigma'_v(z) = K_p \gamma z \quad (5.9)$$

Onde os coeficientes de impulso representados nas equações ( 5.8 ) e ( 5.9 ) são dados pelas seguintes expressões:

Caso ativo:

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} = \tan^2(45 - \frac{\phi'}{2}) \quad ( 5.10 )$$

Caso passivo:

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} = \tan^2(45 + \frac{\phi'}{2}) \quad ( 5.11 )$$

As equações ( 5.10 ) e ( 5.11 ) são resultado de deduções efetuadas nas equações ( 5.8 ) e ( 5.9 ), conforme consta em [12].

Verifica-se que no caso do maciço ser homogêneo os diagramas de pressões são triangulares, como ilustra a Figura 5.3 [12].

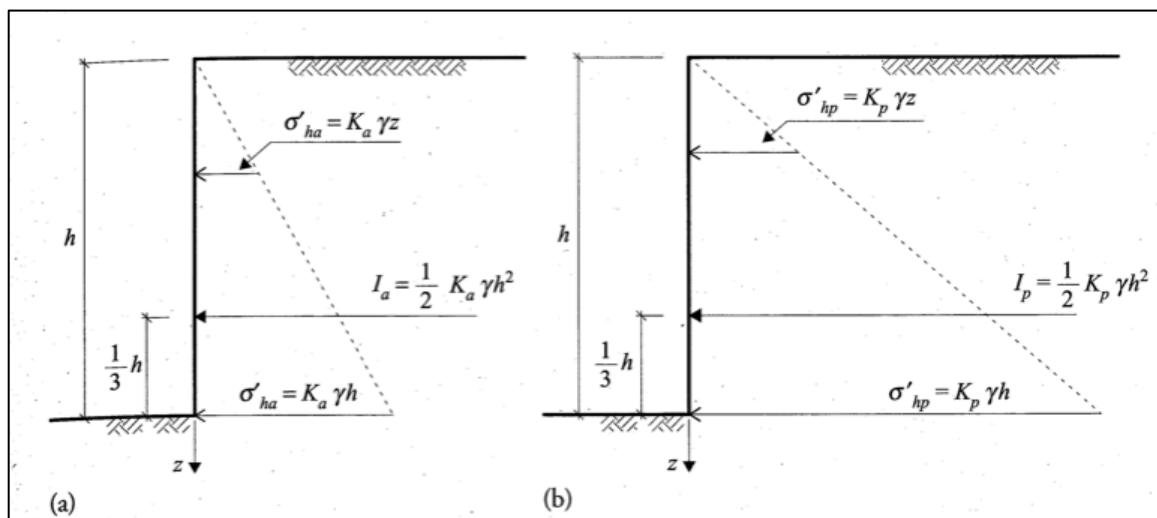


Figura 5.3 – Diagrama de pressões genérico para: a) caso ativo; b) caso passivo [12]

Recorrendo às pressões é possível calcular os impulsos, tendo em conta que os impulsos são as resultantes dos diagramas de pressões. Apresentam-se seguidamente as equações para o cálculo dos impulsos:

Caso ativo:

$$I_a = \int_0^h K_a \gamma z dz = \frac{1}{2} K_a \gamma h^2 \quad ( 5.12 )$$

Caso passivo:

$$I_p = \int_0^h K_p \gamma z dz = \frac{1}{2} K_p \gamma h^2 \quad ( 5.13 )$$

O ponto de aplicação dos impulsos, caso o maciço seja homogêneo, estará  $1/3h$  da base do paramento tanto para o caso ativo (Figura 5.3 a)) como para o caso passivo (Figura 5.3 b)).

No caso de também existir uma sobrecarga vertical uniformemente distribuída aplicada na superfície do terreno suportado, ao diagrama de impulso devido ao solo é adicionado o diagrama da tensão horizontal resultante da sobrecarga em questão, como ilustra a Figura 5.4.

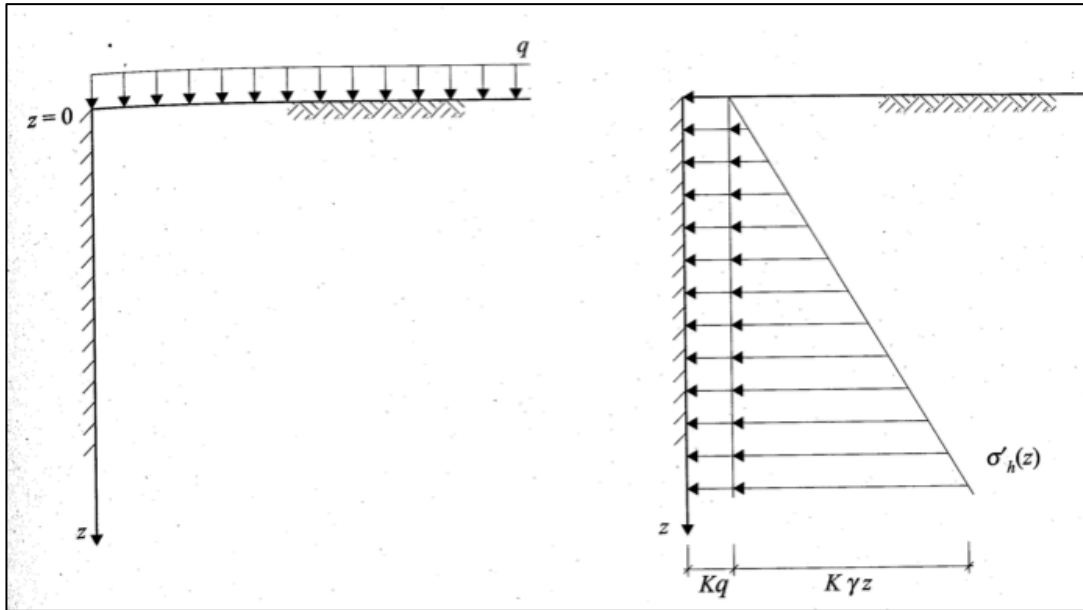


Figura 5.4 – Método de Rankine aplicado ao maciço com sobrecarga à superfície [12]

Assim sendo o valor da tensão efetiva vertical a uma profundidade genérica  $z$  passa a ser dada pela equação:

$$\sigma'_v(z) = \gamma z + q \quad (5.14)$$

E a tensão horizontal sobre o paramento é:

$$\sigma'_h(z) = K\sigma'_v(z) = K(\gamma z + q) \quad (5.15)$$

Onde o coeficiente de impulso pode corresponder a uma situação de equilíbrio ativo, passivo ou de repouso.

#### 5.2.4.3 Coeficientes de impulso ativo e passivo segundo Coulomb

A teoria de Coulomb é baseada fundamentalmente na análise de equilíbrio de um corpo rígido. O método originalmente estudado por Coulomb consistia numa avaliação das forças limite mínima e máxima de interação solo-paramento, logo numa determinação dos impulsos ativo e passivo [34]. O método de Coulomb assume as seguintes hipóteses simplificativas [13]:

- A superfície de deslizamento é plana e passa pela base da estrutura de suporte, quando se verifica que na realidade a superfície é curva;
- A direção do impulso de terras faz um ângulo  $\delta$  com a normal ao plano da estrutura de suporte (ângulo de atrito entre o solo e a estrutura) e o impulso atua na estrutura de suporte à altura de tráfego/3 relativa à base;
- O solo suportado é seco, homogêneo, isotrópico, de comportamento rígido-plástico;
- A cunha de solo atua como corpo rígido e o valor do impulso de terras considera o equilíbrio limite da superfície de deslizamento.

O método de Coulomb considera a existência de uma força limite de interação, que é determinada considerando que a cunha de solo se encontra em deslizamento iminente, quer ao longo da superfície que passa no pé do paramento, quer ao longo do próprio paramento. O deslizamento terá sentido descendente ou ascendente, consoante seja a estrutura a suportar o terreno ou o contrário [12].

Trata-se de um método gráfico por tentativas, logo bastante trabalhoso. Uma forma de resolver esse problema, reduzindo ao mínimo as tentativas, é recorrendo à Construção de Culmann [12], que na presente dissertação se abstém de apresentar, aplicando-se em sua substituição a solução analítica do método.

A partir do equilíbrio da cunha de solo [12] obtêm-se as expressões para determinação do coeficiente de impulso ativo e passivo, representada na equação ( 5.16 ) e ( 5.17 ), respetivamente.

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi' - \lambda)}{\cos^2 \lambda \cos(\delta + \lambda) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' - \beta)}{\cos(\delta + \lambda) \cos(\beta - \lambda)}} \right]^2} \quad (5.16)$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi' + \lambda)}{\cos^2 \lambda \cos(\delta - \lambda) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' + \beta)}{\cos(\delta - \lambda) \cos(\beta - \lambda)}} \right]^2} \quad (5.17)$$

Onde:

$\beta$  é o ângulo que o solo suportado faz com a horizontal;

$\lambda$  é o ângulo que o paramento faz com a vertical;

$\phi'$  é o ângulo de atrito interno;

$\delta$  é o ângulo de atrito muro-solo do tardo.

Sendo que os ângulos presentes nas equações ( 5.16 ) e ( 5.17 ) se apresentam na Figura 5.5.

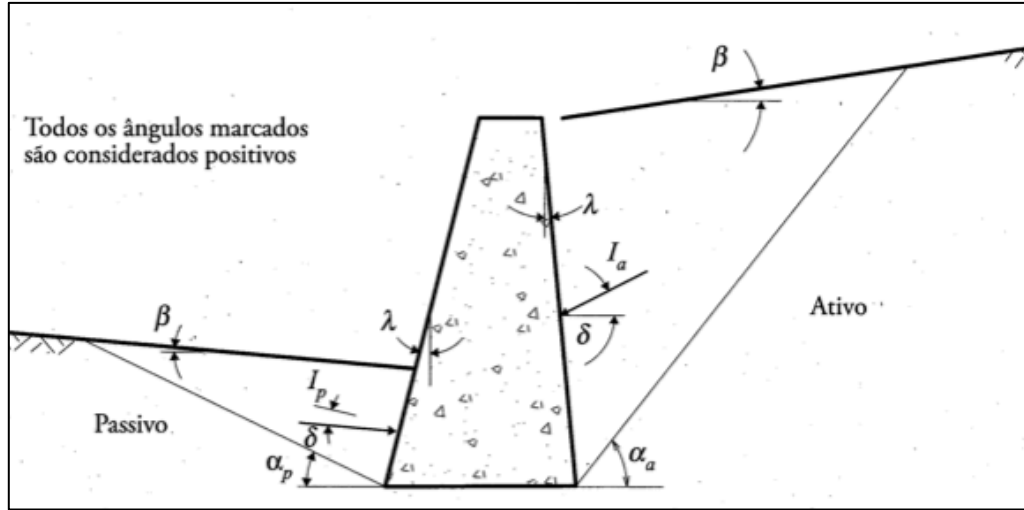


Figura 5.5 – Método de Coulomb – Caso genérico de uma estrutura de suporte [12]

No caso do encontro do tipo cofre, em que os muros são verticais e o talude no tardo horizontal, os ângulo  $\lambda$  e  $\beta$  são nulos. Assim sendo as expressões ( 5.16 ) e ( 5.17 ) podem ser simplificadas, respetivamente para as equações ( 5.18 ) e ( 5.19 ).

Caso ativo:

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi')}{\cos(\delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi')}{\cos(\delta)}} \right]^2} \quad (5.18)$$

Caso passivo:

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi')}{\cos(\delta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi')}{\cos(\delta)}} \right]^2} \quad (5.19)$$

#### 5.2.4.4 Deslocamentos associados aos diferentes estados

Após apresentados os métodos de Rankine e de Coulomb, bem como os conceitos de pressão do solo, impulso e coeficiente de impulso é importante perceber como a rigidez da estrutura influencia diretamente o deslocamento da mesma, o que tem consequência na grandeza da pressão exercida pelo solo sobre a estrutura.

Para elucidar a influência do deslocamento do paramento na mobilização dos estados de equilíbrio limite ativo e passivo, Terzaghi conduziu um conjunto de experiências, usando um

tanque cheio de areia, em que um dos paramentos laterais era articulado na base e dotado de dispositivos, a várias alturas, que permitiam medir a pressão de terras, logo, o impulso [12]. Através destas experiências foi possível criar o gráfico ilustrado na Figura 5.6, que relaciona a evolução do impulso com o deslocamento do topo do paramento. Recorrendo à figura é possível verificar que são requeridos deslocamentos no topo do paramento muito grandes para que se mobilize o estado passivo no solo, no entanto deslocamentos muito pequenos são suficientes para a mobilização do estado ativo. Entenda-se a ordem de grandeza relacionada dos deslocamentos no topo do paramento, para que se verifique um estado passivo em determinadas estruturas é por vezes necessário deslocamentos superiores a 5% da altura do paramento, enquanto para que se atingiam o estado ativo 0,1% a 0,2% geralmente é suficiente [12].

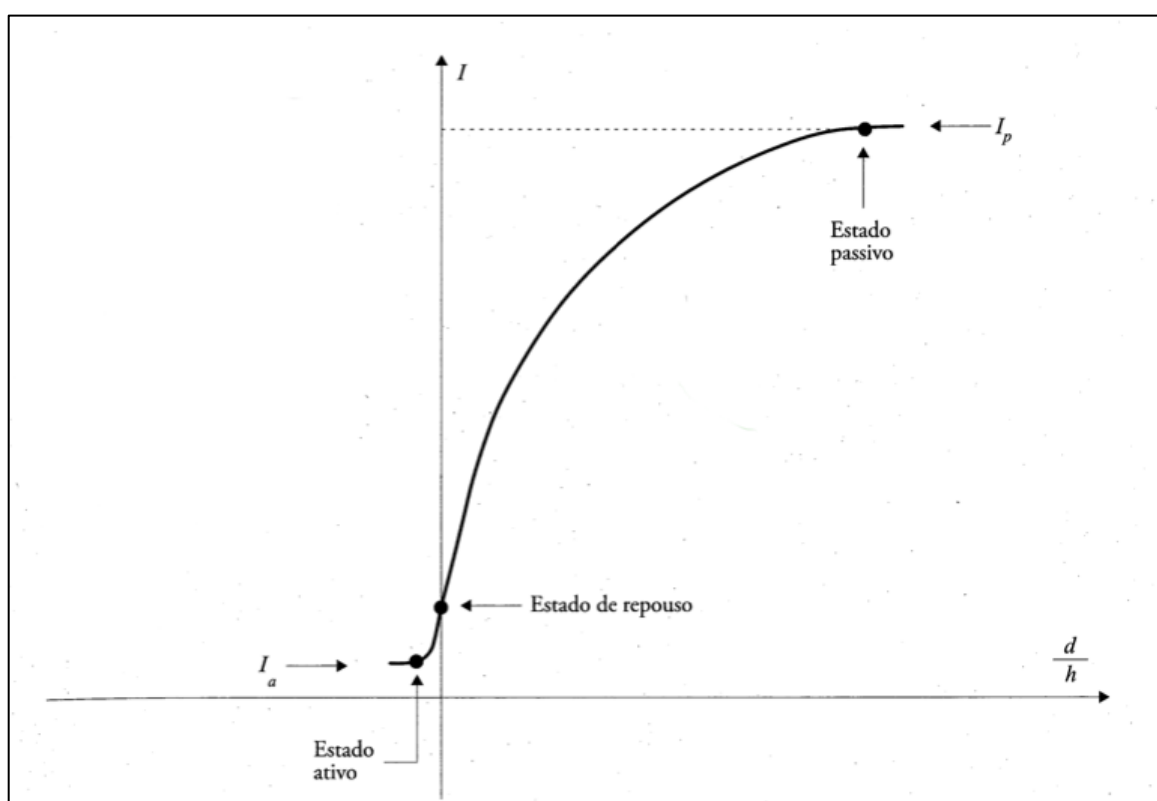
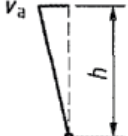
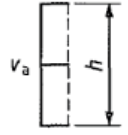
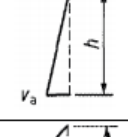
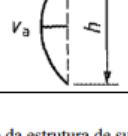


Figura 5.6 – Impulso atuante na estrutura em função do deslocamento no topo do paramento [12]

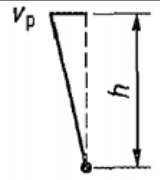
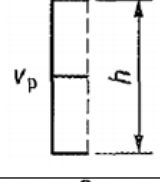
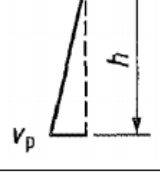
A NP EN 1997-1:2010, Anexo C, fornece os valores aproximados da razão entre o deslocamento e a altura da estrutura de suporte para a mobilização total da pressão de terras ativa (Quadro 5.1) e passiva (Quadro 5.2). Estes valores são válidos para estruturas verticais, solo sem coesão e drenado, superfície de terreno horizontal e estado de tensão inicial com  $K_o < 1$ .



Quadro 5.1 – Razão  $v_a/h$  para solos sem coesão [14]

Tipo de movimento da estrutura de suporte		$v_a/h$ % Solo solto	$v_a/h$ % Solo compacto
a)		0,4 a 0,5	0,1 a 0,2
b)		0,2	0,05 a 0,1
c)		0,8 a 1,0	0,2 a 0,5
d)		0,4 a 0,5	0,1 a 0,2
em que: $v_a$ deslocamento da estrutura de suporte necessário para mobilizar a pressão de terras activa $h$ altura da estrutura de suporte			

Quadro 5.2 - Razão  $v_p/h$  e  $v/h$  para  $0,5 \sigma_p$  para solos sem coesão [14]

Tipo de movimento da estrutura de suporte		$v_p/h$ ( $v/h$ para $0,5 \sigma_p$ ) % Solo solto	$v_p/h$ ( $v/h$ para $0,5 \sigma_p$ ) % Solo compacto
a)		7 (1,5) a 25 (4,0)	5 (1,1) a 10 (2,0)
b)		5 (0,9) a 10 (1,5)	3 (0,5) a 6 (1,0)
c)		6 (1,0) a 15 (1,5)	5 (0,5) a 6 (1,3)
em que: $v$ deslocamento da estrutura de suporte $v_p$ deslocamento da estrutura de suporte necessário para mobilizar a pressão de terras passiva $h$ altura da estrutura de suporte $\sigma_p$ pressão de terras passiva totalmente mobilizada			

Pelo que foi enunciado anteriormente, é possível entender que os valores das pressões do solo que atuam na estrutura estão diretamente relacionados com os deslocamentos que as mesmas experimentam. No caso concreto dos encontros do tipo cofre, devido à sua geometria e peso e pelo facto destes suportarem as reações da ponte (no caso do muro de testa), resulta em deslocamentos muito reduzidos ou praticamente inexistentes. Assim sendo, o impulso aplicado sobre a estrutura será o de repouso ou muito próximo deste. Caso o dimensionamento da estrutura seja efetuado com base no impulso ativo, sendo que este corresponde ao valor mínimo, pode não haver garantia de estabilidade, já que há a possibilidade de ocorrer um impulso na estrutura superior àquele para o qual esta foi dimensionada. No entanto tal situação não apresenta grandes riscos, pois a resistência do solo no tardo do paramento mobiliza-se para deformações extremamente menores do que as correspondentes à mobilização da resistência do maciço de fundação do encontro [12]. Assim, caso o impulso supere o impulso ativo é prova de que o maciço de fundação é mais resistente que o necessário. No entanto refira-se que o assunto em questão é abordado no capítulo seguinte de forma mais aprofundada.

### 5.3. Ações Variáveis

No encontro são consideradas as seguintes ações variáveis:

- sobrecarga devido ao tráfego;
- força de frenagem;
- reações provenientes do tabuleiro da ponte.

Segundo o RSA, capítulo IX, artigo 41º, deverá considerar-se uma sobrecarga provocada pelo tráfego, através de uma carga uniformemente distribuída na faixa de rodagem de valor  $10 \text{ kN/m}^2$  [18].

Ainda segundo o RSA, capítulo IX, artigo 43º, deverá considerar-se o efeito da frenagem no espelho do encontro (Figura 5.7). Este efeito tem particular interesse para o dimensionamento local do espelho do encontro. A força de frenagem tem em conta os efeitos resultantes das variações de velocidade das viaturas. Considerando o encontro inserido numa ponte de classe II, tem-se uma força de frenagem de  $30 \text{ kN/m}$  [18].

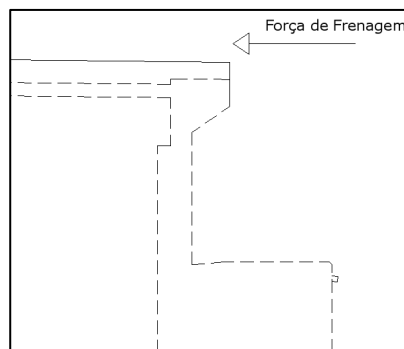


Figura 5.7 – Força de Frenagem sobre o encontro

O encontro é um elemento da ponte que tem como principal função o suporte das reações transmitidas pelo tabuleiro, as quais serão aplicadas na viga de estribo. Estas reações são resultantes:

- do peso próprio do tabuleiro;
- das restantes cargas permanentes;
- dos efeitos do vento e da neve;
- da ação sísmica transmitida pelo tabuleiro;
- das ações variáveis.

Nas reações permanentes incluem-se as devidas ao peso próprio do tabuleiro e à restante carga permanentes. Esta última é devida às cargas do betuminoso, guarda-corpos e guarda de segurança, New-Jersey, lancil, entre outros.

Embora de menor relevância, enquadram-se ainda nas reações de carácter permanente as devidas aos efeitos hiperestéticos do pré-esforço, da retração e da fluência do betão. Estas reações são transferidas para o encontro através dos aparelhos de apoio.

A sobrecarga rodoviária poderá ser a condicionante entre a sobrecarga uniforme e de faca ( $4 \text{ kN/m}^2 + 50 \text{ kN/m}$ ) ou a sobrecarga do veículo tipo ( $3 \text{ eixos} \times 200 \text{ kN/eixo}$ ).

## **5.4. Pressão dinâmica do terreno**

### **5.4.1. Considerações Gerais**

Após a definição da pressão estática do terreno apresenta-se a metodologia para determinação da pressão dinâmica do mesmo.

A resposta do encontro a uma solicitação sísmica depende de um conjunto de factores, nomeadamente das características do terreno de fundação e do solo suportado, da rigidez e da massa do encontro, bem como da natureza da ação sísmica atuante. Assim, a pressão dinâmica exercida pelo solo suportado é condicionada pela interação solo-estrutura, que é interdependente da ação sísmica, o que aumenta a complexidade da avaliação da resposta dinâmica. Como tal, é necessário efetuar algumas simplificações a nível de cálculo, sendo que essas são relacionadas geralmente com as propriedades do solo e da estrutura de suporte, bem com as solicitações sísmicas atuantes.

Kramer [15] efetuou diversos estudos, que incluíram a monitorização deste tipo de estrutura, tendo apresentado as seguintes conclusões acerca da sua resposta sísmica:

- as estruturas de suporte sofrem deslocamentos que podem ser de translação ou de rotação, ou ambos, conforme as características de projeto da estrutura;
- a dimensão e a distribuição das pressões dinâmicas do solo sobre a estrutura são afetadas pelo deslocamento;
- o impulso máximo sobre o muro ocorre usualmente quando a estrutura se movimentou contra o maciço e o mínimo quando a estrutura se distancia do maciço;
- o diagrama de distribuição de pressões sobre o paramento varia à medida que este se move e o ponto de aplicação do impulso resultante move-se para cima quando o paramento se move contra o solo e para baixo quando o paramento se distancia;
- as pressões dinâmicas são afetadas pela resposta dinâmica do conjunto estrutura de suporte/solo sustentado, podendo ser consideráveis quando se alcança o período próprio do conjunto;

- efeitos da resposta dinâmica podem também dar origem a deformações relevantes quando diferentes partes da estrutura possam não oscilar em fase, efeito este que é particularmente significativo em muros de suporte mais enterrados em que o terreno de fundação não se movimenta em fase com o solo suportado.

Os métodos para resolução de um problema de resposta sísmica em estruturas de contenção podem ser divididos em três categorias dependendo da grandeza do deslocamento da estrutura, em elásticos, elasto-plásticos e plásticos. Os métodos elásticos pressupõem a ocorrência de pequenos movimentos, enquanto os métodos elasto-plásticos são geralmente aplicados no caso de deslocamentos moderados e são vulgarmente formulados numericamente através de análises recorrendo a programas de elementos finitos [15]. Os métodos plásticos, também conhecidos por métodos de equilíbrio limite ou pseudo-estáticos, assumem que a estrutura sofre deslocamentos significativos. Estes últimos, embora com algumas limitações, são os métodos mais correntemente utilizados, sendo os usados na presente dissertação, nomeadamente o conhecido por método de Mononobe-Okabe.

#### 5.4.2. Métodos Pseudo-Estáticos

Os métodos pseudo-estáticos são métodos simplificados de dimensionamento sísmico, que são aplicados com o objetivo de determinar os coeficientes de segurança para os vários mecanismos de rotura que poderão ocorrer. O cálculo dos impulsos sísmicos totais é realizado, geralmente, através de soluções de equilíbrio limite. Com recurso a estes métodos não é possível determinar as deformações do solo causadas por ações sísmicas. Admite-se que se forma no maciço uma superfície de rotura ao longo da qual se considera que a resistência ao corte é completamente mobilizada, calculando-se assim a carga limite que leva o solo à rotura, para a qual é possível definir limites inferiores ou superiores. Os métodos pseudo-estáticos são baseados nas seguintes hipóteses [15]:

- i) a estrutura de suporte move-se o suficiente para que se instale no terreno suportado a resistência total ao corte ao longo da superfície potencial de deslizamento e ao longo da superfície de contato solo-muro;
- ii) a superfície de deslizamento potencial é plana e cruza o pé da estrutura de suporte;
- iii) o muro é suficientemente extenso para que sejam desprezados os efeitos tridimensionais;
- iv) a cunha de solo deslizante tem um comportamento semelhante ao de um corpo rígido, admitindo-se assim que as acelerações horizontal e vertical são constantes e

- com intensidade igual às da base, sendo portanto as forças adicionais de inércia resultantes da ação sísmica aplicadas no centro de gravidade da cunha deslizante;
- v) O maciço de fundação não pode experimentar fluidificação sob o efeito da ação sísmica.

No caso das três primeiras hipóteses, são comuns à teoria de Coulomb. Relativamente à hipótese iv), admite-se que a cunha de solo se comporta como um corpo rígido que permite substituir a ação sísmica pelas forças de inércia aplicadas no seu centro de gravidade. A hipótese v) visa garantir a necessidade de verificar a segurança do maciço de fundação relativamente a uma possível liquefação, caso frequente em fundações de solos arenosos submersos e de baixa compactidade.

Relativamente à caracterização da ação sísmica é considerada através da adição às forças atuantes (peso próprio do maciço suportado no presente caso), de forças fictícias, designadas por forças de inércia, e impondo que o sistema de forças considerado que atenda às equações de equilíbrio estático. As forças de inércia são calculadas multiplicando o peso do maciço em questão,  $W$ , por factores adimensionais, chamados coeficientes sísmicos, que retratam a razão da componente respetiva da aceleração sísmica pela aceleração da gravidade.

Observe-se a Figura 5.8. Esta mostra um muro de suporte com a cunha de solo suportada e os coeficientes sísmicos a considerar,  $k_h$  e  $k_v$ . No caso da direção horizontal interessa considerar a força de inércia,  $k_h W$ , dirigida para o muro. No que respeita à direção vertical há que considerar os coeficientes sísmicos com os dois sinais, isto é, as forças de inércia dirigidas para cima e para baixo, permitindo assim analisar-se assim o efeito mais adverso [15].

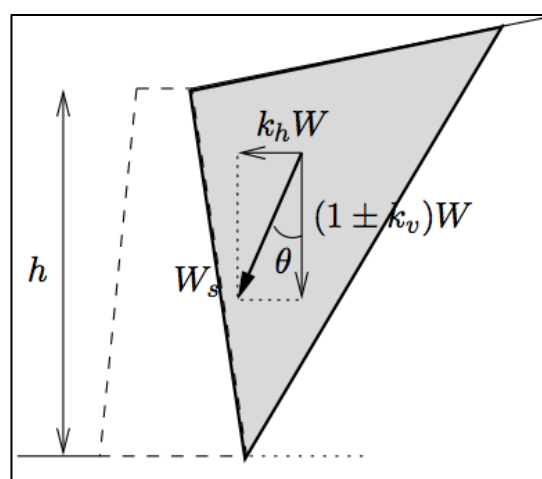


Figura 5.8 – Cunha de solo sujeita a ação sísmica [13]

O peso da cunha de solo sujeita à ação sísmica é dado por:

$$W_s = \frac{(1 \pm k_v)W}{\cos \theta} \quad (5.20)$$

Onde o  $\theta$  trata o ângulo que a resultante  $W_s$  faz com a vertical ou denominado por ângulo sísmico, é dado pela seguinte expressão:

$$\theta = \arctg \frac{k_h}{1 \pm k_v} \quad (5.21)$$

A força de inércia orientada para baixo, ou seja  $k_v$  positivo, corresponde a um maior impulso, embora ao maior impulso esteja associado a um aumento de peso da estrutura. Caso esta seja do tipo gravidade, aumentará a resistência da estrutura de suporte ao derrubamento e ao deslizamento, visto que a aceleração sísmica e a respetiva força de inércia se aplicam também sobre o muro, melhorando assim as condições de estabilidade da estrutura de suporte. Enquanto a força de inércia orientada para cima,  $k_v$  negativo, provoca evidentemente um menor impulso, mas implica condições de menor estabilidade para a estrutura de suporte. Em suma, o impulso mais elevado corresponde a um  $k_v$  positivo, embora o maior impulso possa não corresponder à situação mais desfavorável em termos de estabilidade, daí que o cálculo deve ser efetuado para as duas situações [15].

#### 5.4.3. Ação sísmica

Na ausência de estudos específicos, a NP EN 1998-5:2010, ponto 7.3.2.2, recomenda os coeficientes sísmicos horizontal e vertical, sejam os seguintes:

$$k_h = \alpha \frac{S}{r} \quad (5.22)$$

$$\begin{cases} k_v = \pm 0,5 k_h \text{ se } \alpha = \frac{a_{vg}}{a_g} > 0,6 \\ k_v = \pm 1/3 k_h \text{ nos restantes casos} \end{cases} \quad (5.23)$$

Onde:

$\alpha$  é a razão entre o valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A,  $a_{gR}$  (Quadro I.40), e a aceleração devida à gravidade  $g$  [16];

$r$  é o coeficiente para o cálculo do coeficiente sísmico horizontal (Quadro I.41) [16];

$S$  é o coeficiente característico do tipo de terreno (Quadro I.43) [16].

O valor do coeficiente  $r$  toma os valores em função do tipo de estrutura de contenção, sendo que para os encontros de pontes, em que a situação é mais gravosa, o valor é unitário.

Após o conhecimento do local de implementação da estrutura (Figura I.1, Figura I.2, Figura I.3) demarcado o tipo de solo (Quadro I.42) e verificada a classe de importância da estrutura (Quadro I.44), é utilizada a equação ( 5.24 ) para a determinação do valor de cálculo da aceleração,  $a_g$ , à superfície de um terreno do tipo A.

$$a_g = \gamma_I a_{gR} \quad ( 5.24 )$$

O valor de  $\gamma_I$  é dado pelo Quadro I.45, enquanto que o valor de  $a_{gR}$  é dado pelo Quadro I.45.

Segundo a NP EN 1998-5:2010, há que considerar dois tipos de ação sísmica, visto que é possível a geração de sismos de duas formas diferentes, uma ação de tipo 1, designado por afastado, e um outro, tipo 2, designado de próximo.

#### **5.4.4. Método de Mononobe-Okabe**

O método de Mononobe-Okabe foi o primeiro método a dar resposta a problemas de dimensionamento sísmico em estruturas de suporte, tendo resultado dos estudos apresentados por Okabe em 1924 e por Mononobe e Matsuo em 1929. Este método pode ser observado como uma extensão do método de Coulomb numa conjuntura sísmica. Ainda nos dias correntes trata-se de um método amplamente utilizado para o cálculo de forças dinâmicas atuantes sobre as estruturas de suporte [12].

O método é baseado nas hipóteses simplificativas apresentadas no método de Coulomb, juntamente com a simplificação de que durante o sismo a cunha de solo que interatua com a estrutura tem o comportamento de um corpo rígido.

O método Mononobe-Okabe funda a sua teoria e expressão para o cálculo dos impulsos devido às ações sísmicas recorrendo ao artifício de considerar que o efeito das acelerações sísmicas influenciam a direção da força gravítica,  $W_e$ , ficando vertical, rodando o plano vertical e horizontal de referência de um ângulo,  $\theta$ , no mesmo sentido. Com este processo os ângulos  $\beta$  e  $\lambda$  passam a ser  $\beta + \theta$ , e  $\lambda + \theta$  respetivamente, como se pode observar pela Figura 5.9.



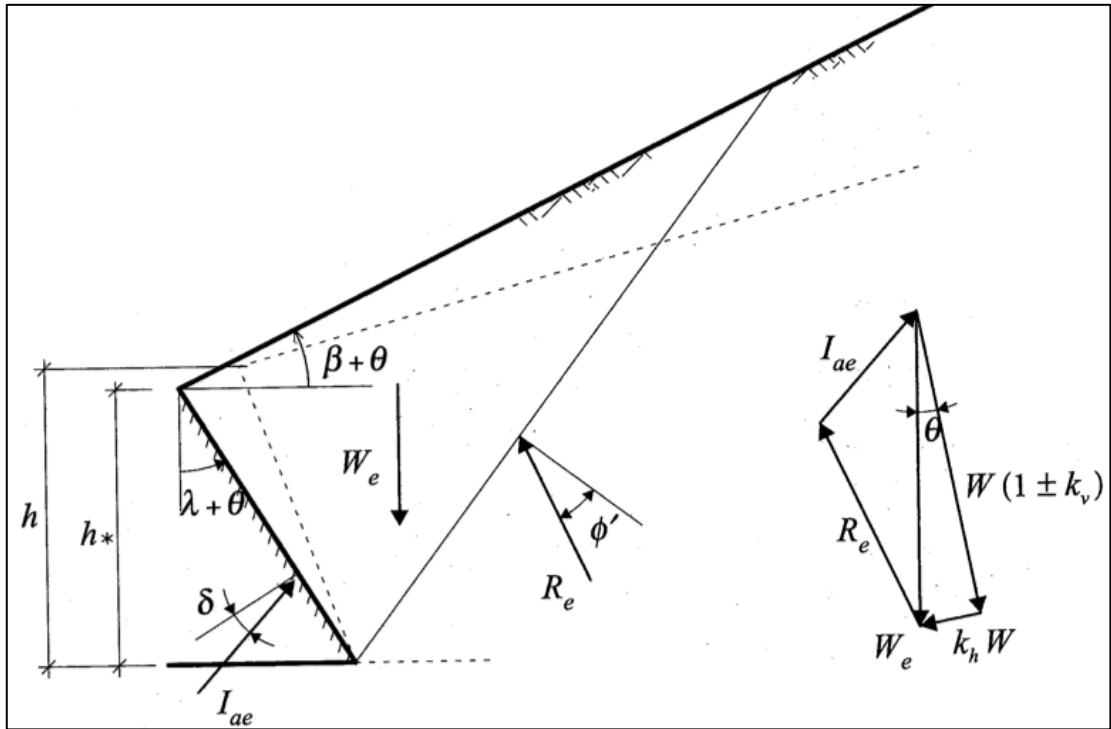


Figura 5.9 - Cunha de solo sujeita a ação sísmica: rotação de ângulo  $\theta$  (método de Mononobe Okabe) [12]

Onde:

$W_e$  é o peso da cunha deslizando;

$k_h W$  é a força horizontal de inércia actuante na cunha de solo devido à ação sísmica;

$R_e$  é a reação na superfície de rotura;

$I_{ae}$  é a reação no tardo da estrutura de suporte ao impulso ativo.

As componentes do “peso” da cunha de Coulomb, são dadas pelas seguintes expressões:

$$W_{eh} = k_h W \quad (5.25)$$

$$W_{ev} = (1 \pm k_v) W \quad (5.26)$$

Enquanto a força resultante é dada por:

$$W_e = \frac{(1 \pm k_v) W}{\cos \theta} \quad (5.27)$$

Onde:

$$\theta = \arctg \frac{k_h}{1 \pm k_v} \quad (5.28)$$

O impulso ativo sísmico pode ser calculado pela teoria de Coulomb através da expressão:

$$I_{ae} = \frac{1}{2} K_a^* \gamma^* h^{*2} \quad (5.29)$$

É importante sublinhar que o índice “\*” representa as características da cunha rodada e que o peso volúmico do solo considerado é  $W_e$  em lugar de  $W$ , e  $K_a^*$  é dado pela equação (5.16) substituindo  $\beta$  por  $\beta + \theta$  e  $\lambda$  por  $\lambda + \theta$ .

Note-se que a rotação do muro, como ilustra a Figura 5.9, baixa a altura  $h$ , para  $h^*$ , embora seja importante expressar o impulso em função da altura original  $h$ , portanto mostra-se:

$$l = \frac{h^*}{\cos(\lambda + \theta)} = \frac{h}{\cos(\lambda)} \Rightarrow h^* = \frac{h \cos(\lambda + \theta)}{\cos(\lambda)} \quad (5.30)$$

Onde  $l$  representa o comprimento do paramento de tardo do muro.

De igual forma a expressão do  $I_{ae}$  foi calculada em função de  $W_s$ , importando igualmente apresentar a expressão em função do peso da cunha,  $W$ , assim tem-se que:

$$\frac{\gamma}{\gamma^*} = \frac{W_e}{W} = \frac{\frac{(1 \pm k_v)W}{\cos \theta}}{W} = \frac{(1 \pm k_v)}{\cos \theta} \Rightarrow \gamma^* = \gamma \frac{(1 \pm k_v)}{\cos \theta} \quad (5.31)$$

Simplificando a equação (5.29) utilizando as equações (5.30) e (5.31), obtém-se:

$$I_{ae} = \frac{1}{2} K_{ae} (1 \pm k_v) \gamma h^2 \quad (5.32)$$

Onde o coeficiente de impulso sísmico,  $K_{ae}$ , é dado pela seguinte expressão:

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi' - \theta - \lambda)}{\cos \theta \cos^2 \lambda \cos(\delta + \lambda + \theta) \left[ 1 + \left[ \frac{\sin(\phi' + \delta) \cdot \sin(\phi' - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \lambda + \theta) \cdot \cos(\beta - \lambda)} \right]^{0,5} \right]^2} \quad (5.33)$$

Onde:

$h$  é a altura do muro;

- $\gamma$  é o peso volúmico do solo;  
 $\theta$  é o ângulo sísmico;  
 $\beta$  é o ângulo que o solo suportado faz com a horizontal;  
 $\lambda$  é o ângulo que o paramento faz com a vertical;  
 $\phi'$  é o ângulo de atrito interno;  
 $\delta$  é o ângulo de atrito muro-solo do tardoz.

De forma semelhante é possível deduzir as mesmas expressões para o caso do impulso sísmico passivo:

$$I_{ps} = \frac{1}{2} K_{pe} (1 \pm k_v) \gamma h^2 \quad (5.34)$$

Onde:

$$K_{pe} = \frac{\cos^2(\phi' - \theta + \lambda)}{\cos \theta \cos^2 \lambda \cos(\delta - \lambda + \theta) \left[ 1 + \left[ \frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' + \beta - \theta)}{\cos(\delta - \lambda + \theta) \cos(\beta - \lambda)} \right]^{0.5} \right]^2} \quad (5.35)$$

Para estruturas de suporte com o paramento interior vertical, ou seja com o  $\lambda = 0^\circ$ , e com a superfície do terreno horizontal, com  $\beta = 0^\circ$ , os coeficientes de impulso tomam as expressões apresentadas de seguida.

Caso ativo:

$$K_{as} = \left[ \frac{\cos(\phi' - \theta)}{1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \cdot \sin(\phi' - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}}} \right]^2 \frac{1}{\cos(\delta + \theta) \cos \theta} \quad (5.36)$$

Caso passivo:

$$K_{ps} = \left[ \frac{\cos(\phi' - \theta)}{1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \cdot \sin(\phi' - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}}} \right]^2 \frac{1}{\cos(\delta + \theta) \cos \theta} \quad (5.37)$$

Importa no entanto referir que as expressões ( 5.33 ) e ( 5.35 ) têm limites, ou seja para que a raiz quadrada das equações apresentadas não tenham soluções imaginárias, terá que verificar-se o seguinte:

No caso do impulso ativo, o equilíbrio é possível para:

$$\phi' - \theta - i \geq 0 \Rightarrow \begin{cases} \beta \leq \phi' - \theta & (1) \\ \theta \leq \phi' - \beta & (2) \end{cases} \quad (5.38)$$

A inequação ( 5.38 ) origina duas possíveis confirmações. A inequação (1) exprime que o maciço de solo suportado obrigatoriamente contém, no mínimo, um coeficiente de segurança pseudo-estático unitário, dando origem a uma limitação da inclinação do talude. Enquanto a inequação (2) demonstra que, no caso do talude horizontal,  $\beta = 0$ , uma camada de solo horizontal não pode conduzir forças de corte que resultam de acelerações maiores que  $\theta = \phi'$ , o que origina uma limitação da aceleração. Devido ao exposto é introduzida à expressão ( 5.28 ) uma limitação, representada na expressão ( 5.39 ).

$$\theta = \arctg \frac{k_h}{1 \pm k_v} \leq \phi' - i \Rightarrow k_h \leq (1 \pm k_v) \cdot \tan(\phi' - \beta) \quad (5.39)$$

Note-se que existe uma aceleração horizontal crítica que não pode ser ultrapassada, que corresponde a um valor de um coeficiente sísmico horizontal de valor dado pela equação ( 5.40 ).

$$k_{h \text{ crit}} = (1 \pm k_v) \tan(\phi' - \beta) \quad (5.40)$$

Para o impulso passivo tem de se verificar que  $\phi' - \theta + \beta \geq 0$  para que a raiz quadrada da expressão ( 5.35 ) não tenha soluções imaginárias.

O ponto de aplicação exato dos impulsos sísmicos é um tema que não é consensual, pois este varia dependendo da estrutura em estudo. Para perceber o ponto de aplicação exato é necessário recorrer a análises numéricas ou ensaios em modelo reduzido, tendo em conta as características da ação sísmica, incluindo as acelerações na direção vertical, a resistência ao corte do solo e da interface solo/muro, a rigidez solo-estrutura, as características do maciço de fundação, entre outros [15].

Para propósitos práticos adotam-se simplificações, considerando que o impulso ativo sísmico total pode ser dividido em duas parcelas. A primeira parcela devido ao impulso ativo estático,  $I_a$ , exercido sobre a estrutura antes da ocorrência do sismo, que actua a  $h/3$  a partir da base da estrutura, como ilustra a Figura 5.10. A segunda parcela é correspondente ao acréscimo do impulso ativo devido à ação sísmica,  $\Delta I_{ae}$ , que se presume em alguns casos atuar no centro de gravidade da cunha crítica, ou simplificando, pode considerar-se que esta aplicada a  $2/3 \cdot h$ , medido a partir da base da estrutura de suporte, como é possível visualizar através da Figura 5.10.

O acréscimo de impulso devido à ação sísmica é dado por:

$$\Delta I_{ae} = \frac{1}{2} \Delta K_{ae} \gamma h^2 \quad (5.41)$$

Onde o incremento do coeficiente do coeficiente de impulso ativo sísmico é dado por:

$$\Delta K_{ae} = K_{ae} \cdot (1 \pm k_v) - K_a \quad (5.42)$$

O ponto de aplicação da resultante do impulso juntamente com o incremento de impulso é dado pela seguinte expressão:

$$z = \frac{\frac{1}{3} h I_a + \frac{1}{2} h \Delta I_{as}}{I_{as}} \quad (5.43)$$

A Figura 5.10 resume o enunciado no parágrafo acima, mostrando a adição de parcelas de impulsos até à igualdade pretendida para o cálculo o impulso ativo sísmico.

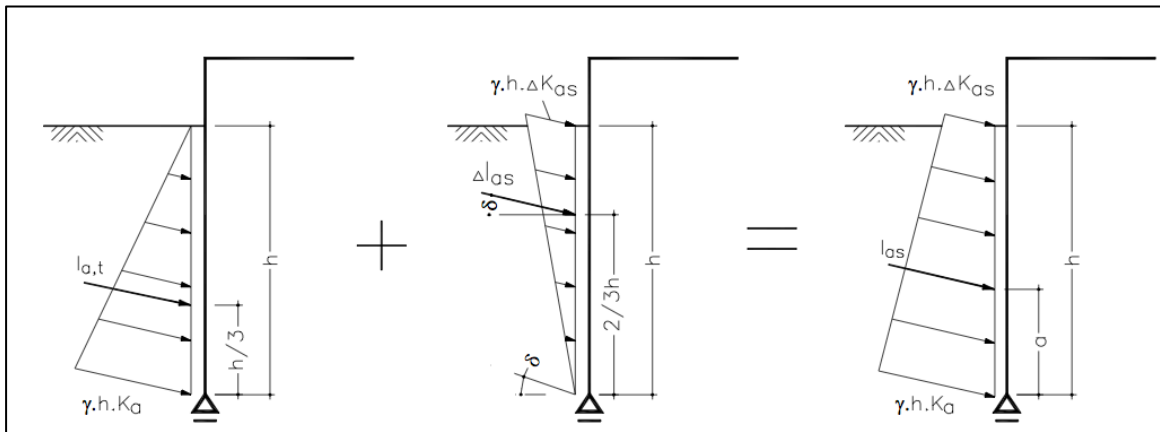


Figura 5.10 – Impulso sísmico total e respetivas parcelas [19]

Outros estudos efetuados referem diferentes pontos de aplicação para o incremento de impulso sísmico. Seed e Whitman observaram recorrendo à mesa vibratória que o ponto de aplicação para o incremento de impulso sísmico se encontra num ponto situado a  $0,6h$ , a partir da base da estrutura de suporte [15]. Outros autores, como Anderson, através de um série de testes na centrífugadora, concluiu que o ponto de aplicação para o incremento do impulso sísmico varia, mas este recomenda  $0,5h$  para o mesmo. No entanto Sherif e Wood propuseram o valor de  $0,45h$  a partir da base da estrutura de suporte [15].

#### 5.4.5. Impulsos sísmicos em estruturas com deslocamentos condicionados

Como exposto previamente, os métodos pseudo-estáticos baseiam-se na hipótese de que a estrutura de suporte sofre um deslocamento suficiente para que se acomode no maciço suportado um estado de equilíbrio limite ativo ou passivo. Em determinadas estruturas, como alguns tipos de encontros em pontes ou caves enterradas, onde os deslocamentos estão condicionados, a resistência ao corte do maciço suportado não é mobilizada. Em condições ditas estáticas, estruturas com deslocamentos condicionados são dimensionadas para impulsos superiores ao ativo, portanto, em condições dinâmicas procede-se de forma semelhante.

A NP EN 1998-5:2010, no anexo E9, indica que, para a determinação do acréscimo de impulso dinâmico em repouso, no caso de um muro vertical com um aterro de superfície horizontal, a expressão é dada por:

$$\Delta I = \alpha \cdot S \cdot \gamma \cdot H^2 \quad ( 5.44 )$$

Onde:

$\alpha$  é razão entre o valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A,  $a_{gR}$  (Quadro I.40), e a aceleração devida à gravidade  $g$ ;

$S$  é o coeficiente característico do tipo de terreno (Quadro I.43).  $S$

$\gamma$  é o peso volúmico do solo

$H$  é a altura do muro.

O anexo E9 especifica ainda que a força indicada,  $\Delta I$ , encontra-se aplicada a meia altura, ou seja,  $0,5H$  [16].

#### 5.4.6. Análise da pressão dinâmica no encontro do tipo cofre

Relativamente ao caso de estudo na presente dissertação realiza-se o cálculo da pressão dinâmica do terreno através da formulação proposta pelo método de Mononobe-Okabe, e pela metodologia apresentada no NP EN 1998-5:2010, anexo E9, para estruturas com deslocamentos condicionados. A opção pelo método do Mononobe-Okabe para o cálculo das pressões dinâmicas no terreno deve-se ao facto de este ser o método predominantemente utilizado, enquanto a aplicação da formulação apresentada no NP EN 1998-5:2010 utiliza-se de forma a considerar o encontro como uma estrutura rígida, de deslocamento condicionado. O método de Mononobe-Okabe é um método simples, requerendo apenas o conhecimento da geometria do muro, do aterro, o ângulo de atrito interno e a aceleração de pico do solo. No entanto apesar da sua simplicidade, a sua validação para o cálculo das pressões dinâmicas do terreno em estruturas de suporte rígidas ou de grandes dimensões é questionada por vários autores.

Como foi enunciado anteriormente, o método é baseado num conjunto de hipóteses que podem não se verificar como sendo verdadeiras, particularmente no caso de encontros do tipo cofre. Os muros ala, pertencentes ao encontro, podem não ser suficientemente extensos para que se possa desprezar os efeitos tridimensionais. A consideração dos efeitos tridimensionais no solo permite um cálculo mais aproximado da realidade, tornando no entanto a análise bastante mais complexa e demorada, relativamente a uma análise bidimensional.

Para verificar a validade do método de Mononobe-Okabe em estruturas rígidas ou de grande escala, vários investigadores analisaram estruturas de contenção recorrendo a ensaios em modelo reduzido, em centrífugadores e em mesa sísmica.

Ortiz, Scott e Lee efetuaram ensaios recorrendo a centrífugadora, em muros de contenção de terras, tendo concluído que é extremamente difícil ou até mesmo impossível de alcançar através de uma mesa sísmica semelhante à utilizada nos estudos que originaram o método de Mononobe-Okabe, uma distribuição de pressões dinâmica no terreno quantitativamente relacionável para situações reais, ou de grande escala [20].

Nakamura reexaminou o método de Mononobe-Okabe, através de ensaios em centrífugadora, para um conjunto de estruturas de suporte variadas, que permitem uma melhor representação da geometria do muro e das propriedades reais do solo. Os testes realizados através da centrífugadora sugerem que o método de Mononobe-Okabe não modela corretamente as condições de uma estrutura em escala real, sendo que o método também gera resultados extremamente conservativos. Este concluiu que a distribuição da pressão dinâmica do terreno, em estruturas de contenção de terras não é triangular, como o assumido no método de Mononobe-Okabe, mas sim que a sua forma varia em função do tempo [20].

Um outro estudo recorrendo a centrífugadora conduzido por Al Atik e Sitar conclui que as pressões dinâmicas do terreno máximas aumentam com a profundidade e que é razoável consi-

derar uma distribuição triangular, análoga à utilizada para representar as pressões estáticas do terreno [20].

Ostadan e White afirmaram que o método de Mononobe-Okabe é o método mais abusivo na prática geotécnica, estes justificam esta afirmação através de o método não considerar a não linearidade do solo, a interação solo-estrutura, e as propriedades do solo consideradas no método não são as adequadas para a resolução de um problema dinâmico [20].

Experiências realizadas e análises da resposta registada das estruturas e da pressão dinâmica do terreno têm sido reportadas em várias publicações. Através destas confirma-se que a pressão dinâmica no terreno é provocada pela interação entre o solo e a estrutura e é influenciada pelas propriedades dinâmicas do solo, bem como as propriedades da estrutura de contenção e pelas características do movimento sísmico, propriedades essas não contabilizadas no Mononobe-Okabe [21].

Maleki e Mahjoubi, do departamento de engenharia civil, da universidade de Sharif, idealizaram uma nova abordagem para estimar a pressão dinâmica em muros de contenção. Estes analisaram um conjunto de seis sismos históricos, El Centro (1940), Loma Prieta (1989), Landers (1992), Palm Spring (1986), San Fernando (1971) e Parkfield (1966). Durante um sismo, é sabido que o sistema solo-muro pode experienciar deslocamentos bastante consideráveis, no entanto os deslocamentos registados no solo e no muro podem ser diferentes, diferença essa que origina tensão no maciço [22].

Maleki e Mahjoubi concluíram que a tensão horizontal sofrida pelo solo, pode ser traduzida numa diferença entre os deslocamentos registados no solo e os deslocamentos registados para o muro [22]. O fenómeno foi traduzido para o programa de elementos finitos através de molas não-lineares ligadas a estrutura de suporte, representado a interação solo-estrutura, representado na Figura 5.11.

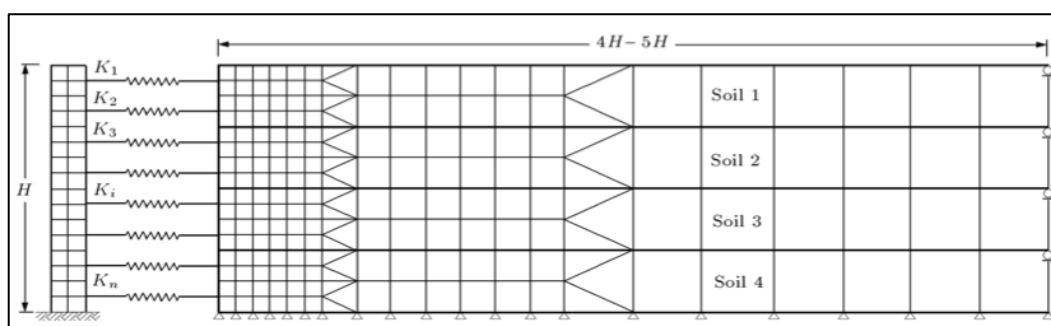


Figura 5.11 – Representação modelo em elementos finitos Solo- Muro [22]



Os autores fizeram uma análise comparativa para os sismos anteriormente indicados entre o encontro de uma ponte, o muro flexível, e o muro rígido, para uma altura de 4, 6 e 8 m, representada na Figura 5.12, Figura 5.13 e Figura 5.14.

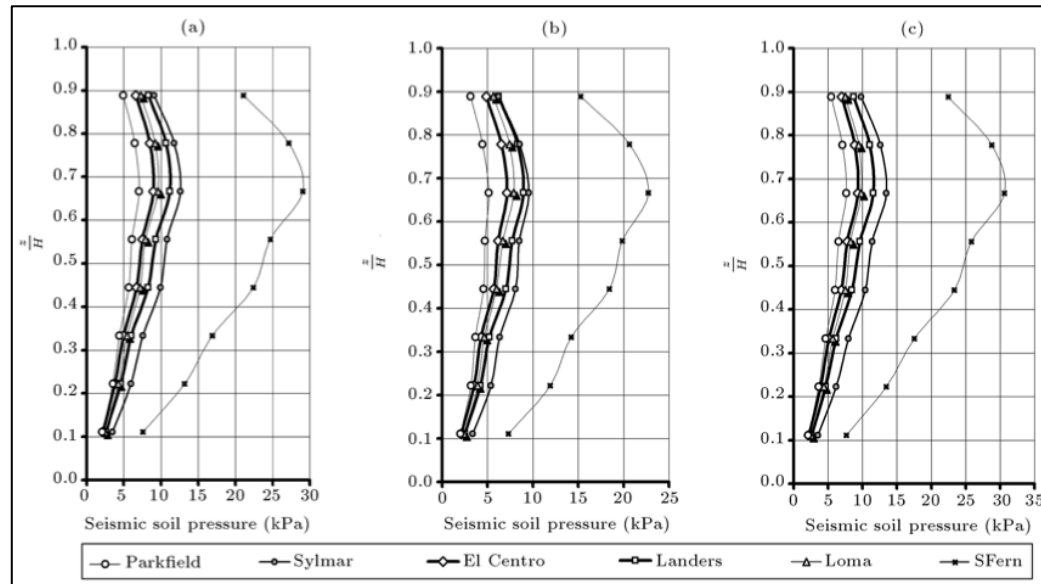


Figura 5.12 – Pressão dinâmica do solo para uma estrutura com uma altura de 4 m. (a) Encontro da ponte; (b) muro flexível; (c) muro rígido [22].

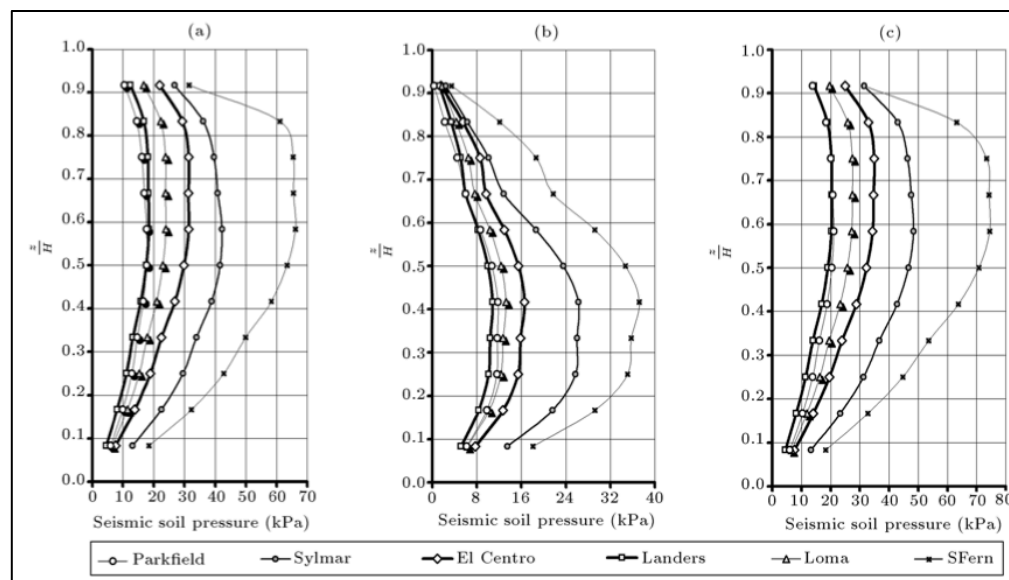


Figura 5.13 - Pressão dinâmica do solo para uma estrutura com uma altura de 6 m. (a) Encontro da ponte; (b) muro flexível; (c) muro rígido [22].

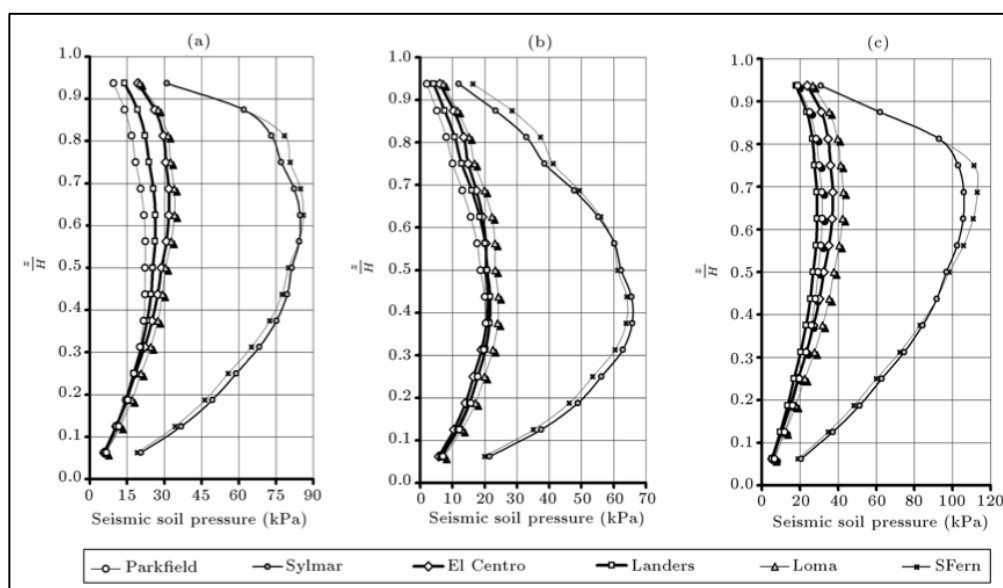


Figura 5.14 - Pressão dinâmica do solo para uma estrutura com uma altura de 8 m. (a) Encontro da ponte; (b) muro flexível; (c) muro rígido [22].

Através da Figura 5.12, verifica-se que a pressão dinâmica do solo para as estruturas apresenta uma distribuição semelhante, embora com máximos diferentes. No entanto, recorrendo à Figura 5.13 e à Figura 5.14, o mesmo não se verifica para os casos de estruturas de altura de 6 e de 8 m. Repare-se que a distribuição para o muro flexível é bastante distinta relativamente ao muro rígido e ao encontro, no entanto o muro rígido e o encontro apresentam distribuições muito semelhantes, com um menor valor máximo de pressão dinâmica do solo para o caso do encontro [22]. É assim possível afirmar que a distribuição das pressões dinâmicas no solo é diretamente dependente da rigidez da estrutura em análise.

Relativamente à conexão entre a ponte e o encontro, esta pode ser classificada em dois grupos distintos, um primeiro grupo onde se considera a ligação como sendo “livre” e um segundo em que se considera a conexão como “restringida” [22]. Para o primeiro caso em que a superestrutura não se encontra restringida pelo encontro, a junta entre o muro de testa e a ponte é geralmente fechada pelos movimentos da mesma, e em casos de ocorrência de sismos de grande magnitude dá-se uma colisão entre a ponte e o encontro. A colisão referida produz uma força considerável e concentrada no topo do encontro. No segundo caso, em que a superestrutura se encontra restringida ao encontro, as forças de inércia são transferidas para o encontro através de um sistema de retenção, como uma força concentrada ao nível do topo do encontro. Foi então enunciado para ambos os casos que o encontro tem de resistir a uma força concentrada considerável em caso da ocorrência do sismo [22]. Para avaliar o efeito da força de colisão e determinar a parte dessa força absorvida pelo maciço de solo localizado no encontro desloca-se a parede do encontro contra o solo, como se verifica em caso de um sismo. Revela-se agora a Figura 5.15, esta ilustra a distribuição de pressões no solo devido a uma força externa concentrada no topo de três

encontros com alturas de 4, 6 e 8 m. Observa-se que a força concentrada aumenta a pressão no solo na sua parte superior, e que caso a força concentrada possua um valor suficientemente grande, pode levar o solo ao estado passivo no topo da estrutura. Através ainda da Figura 5.15, verifica-se que a força externa concentrada, afeta os encontros de altura superior de forma mais notória.

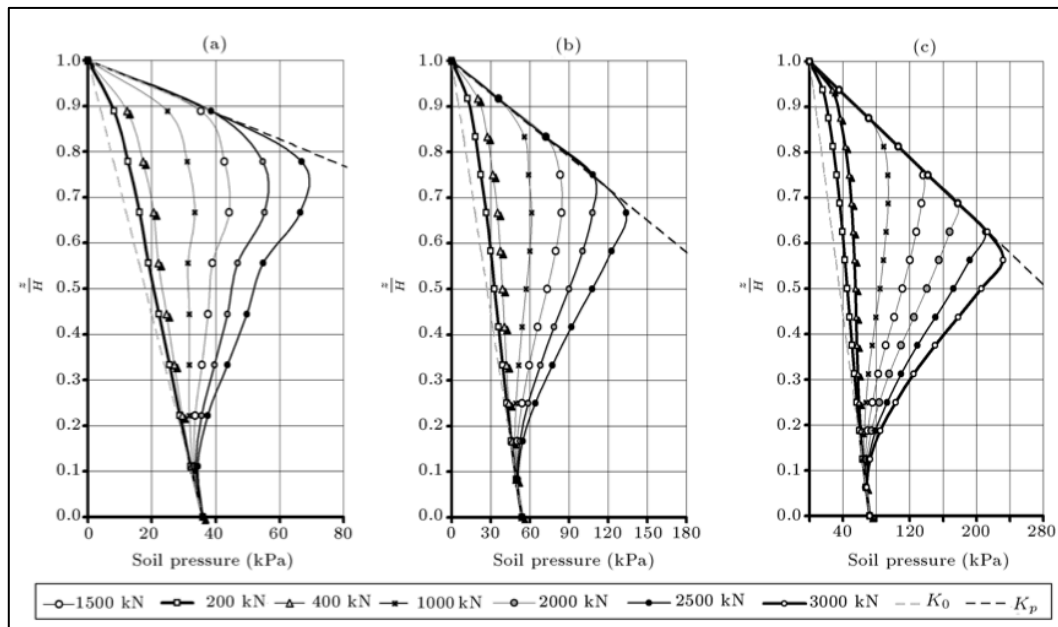


Figura 5.15—Pressão dinâmica do terreno devido a uma força externa concentrada no topo do encontro [22]

Maleki e Mahjoubi, compararam os resultados da análise com o método de Mononobe-Okabe modificado por Seed e Whitman, e concluíram que apesar do Mononobe-Okabe não ser preciso em todos os casos, na maioria apresenta resultados aceitáveis para propósitos práticos [22].

Em suma, apesar das evidências que apontam que a pressão dinâmica do terreno possa não se desenvolver de acordo com o previsto pelo método de Mononobe-Okabe para estruturas como o caso do encontro em pontes do tipo cofre, ainda é prematuro afirmar que o método negligencia o valor da mesma. Como tal, ainda nos dias de hoje o método de Mononobe-Okabe é corretamente utilizado no dimensionamento de estruturas de suporte [12].



## **6. CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA**

### **6.1. Considerações Gerais**

No presente capítulo indicam-se os critérios de verificação da segurança usualmente utilizados em encontros de ponte do tipo cofre. As verificações baseiam-se na análise ao estado limite último e ao estado limite de utilização. Descreve-se também o procedimento de cálculo adotado para o dimensionamento do encontro, bem como a simulação numérica do seu comportamento. Para a verificação dos estados limites recorreu-se aos Eurocódigos.

Visto que o encontro do tipo cofre se trata de uma obra geotécnica, a análise de estabilidade foi realizada através da NP EN 1997-1:2010, enquanto a verificação da segurança estrutural se baseou na NP EN 1992-1-1:2010.

### **6.2. Valores de cálculo**

Segundo da NP EN-1997-1:2010, o dimensionamento geotécnico deve ser realizado de acordo com a secção 2.4 da norma referida. Esta refere que o dimensionamento deve ser executado através dos coeficientes parciais, sendo que estes permitem a obtenção dos valores de cálculo das ações apresentadas nos pontos 6.2.1, 6.2.2 e 6.2.3 desta dissertação.

Recorrendo ainda à NP-EN-1997-1, previamente deve-se identificar a complexidade de cada projeto geotécnico e os riscos associados aos mesmos, para que assim se possam estabelecer requisitos mínimos no que diz respeito à qualidade e à quantidade dos cálculos e dos procedimentos envolvidos no controlo da construção. Assim sendo, são introduzidas três categorias que podem ser atribuídas à estrutura.

A categoria 1 diz respeito a estruturas pequenas e relativamente simples, para as quais é possível assegurar que são satisfeitos os requisitos fundamentais apenas com base na experiência e em estudos de caracterização geotécnica de natureza qualitativa. Nesta categoria estão inseridas obras de risco desprezável [14].

Na categoria 2 inserem-se estruturas e fundações de tipo corrente, que não envolvam riscos nem condições pouco usuais, do ponto de vista do terreno e de carregamento. Pilares e encontros em pontes são estruturas normalmente enquadradas nesta categoria [14].

Na categoria 3 são integradas todas as restantes estruturas não abrangidas nas categorias geotécnicas 1 e 2. A categoria referida diz respeito a estruturas de grandes dimensões ou pouco comuns, em terrenos ou com carregamentos em condições invulgares, sendo estruturas normalmente com um grande risco associado [14].

As estruturas em estudo na presente dissertação encontram-se inseridas na categoria 2. Requerem uma quantificação e uma análise dos dados geotécnicos, bem como uma análise quantitativa que satisfaça os requisitos fundamentais.

### 6.2.1. Valores de cálculo das ações

Relativamente ao valor de cálculo de uma ação, este deve ser obtido recorrendo a equação enunciada de seguida:

$$F_d = \gamma_F \times F_{rep} \quad (6.1)$$

Onde:

$$F_{rep} = \Psi \times F_k \quad (6.2)$$

Sendo que:

$\gamma_F$  - Coeficiente de segurança parcial para a ação;

$F_{rep}$  - Valor representativo da ação;

$\Psi$  - Coeficiente de combinação;

$F_k$  - Valor característico da ação.

Os valores dos coeficientes parciais para a ação para situações persistentes ou transitórias encontram-se no Quadro 6.2, Quadro 6.4 e no Quadro 6.7.

### 6.2.2. Valores de cálculo para os parâmetros geotécnicos

No que diz respeito aos parâmetros geotécnicos, o valor de cálculo destes é obtido recorrendo à equação subsequente:

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_M} \quad (6.3)$$

Onde:

$X_k$  – Valor característico dos parâmetros geotécnicos;

$\gamma_M$  – Coeficiente de segurança parcial para o parâmetro geotécnico.

Os valores dos coeficientes parciais para os parâmetros geotécnicos em situações persistentes ou transitórias encontram-se no Quadro 6.3, Quadro 6.5, e Quadro 6.8

### 6.2.3. Valores de cálculo das propriedades dos materiais estruturais

Os valores de cálculo das propriedades dos materiais estruturais são calculados de acordo com as equações apresentadas abaixo:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} \quad (6.4)$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (6.5)$$

Onde:

$f_{cd}$  é o valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade;

$f_{ck}$  é o valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade;

$\alpha_{cc}$  é o coeficiente que tem em conta os efeitos de longo prazo na resistência à compressão e os efeitos desfavoráveis resultantes do modo como a carga é aplicada, sendo o valor recomendado de 1;

$\gamma_c$  é o coeficiente parcial de segurança relativo ao betão, dados no Quadro 6.1;

$f_{yd}$  é o valor de cálculo da resistência do aço;

$f_{yk}$  é o valor característico da resistência do aço.

$\gamma_s$  é o coeficiente parcial de segurança relativo ao aço, dados no Quadro 6.1;

Quadro 6.1 – Coeficientes parciais relativos às propriedades dos materiais para os estados limites últimos [23]

<i>Situações de projeto</i>	$\gamma_c$ para o betão	$\gamma_s$ para o betão armado
<i>Persistentes</i> <i>Transitórias</i>	1,5	1,15
<i>Acidentais</i>	1,2	1,0

Fundamenta-se a exposição dos coeficientes parciais relativos às propriedades dos materiais estruturais, na atual secção, contrariamente aos subcapítulos 6.2.1 e 6.2.2, visto que estes estão dependentes apenas da situação de projeto adotada. Os coeficientes parciais das ações e dos parâmetros geotécnicos encontram-se dependentes da situação de projeto a considerar, bem como dos estados limites e da abordagem de cálculo, estando explanados nas secções 6.3.3 e 6.3.4.

Os valores para o cálculo da capacidade resistente dos elementos estruturais são apresentados no subcapítulo 6.5.5. Refira-se que os valores de cálculo das propriedades resistentes dos materiais, e

valor de cálculo da capacidade resistente do elemento estrutural são calculados em concordância com a NP EN 1992-1-1:2010.

### 6.3. Estados Limites Últimos

#### 6.3.1. Considerações gerais

Para verificação da segurança aos estados limites últimos são abordados os tipos de estados relacionados com caso de estudo na presente dissertação.

- 1) EQU - Perda da estabilidade da estrutura ou do solo, considerado como um corpo rígido. As propriedades de resistência dos materiais estruturais e do solo não têm influência expressiva na capacidade resistente em causa (Figura 6.1).

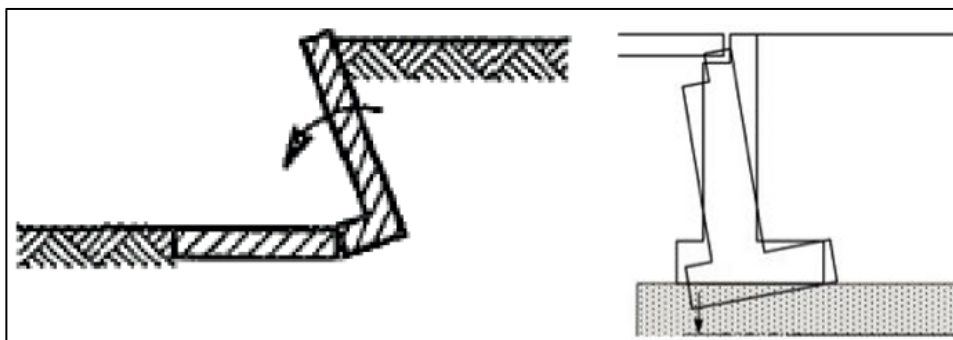


Figura 6.1 – Exemplo de estado limite último devido à perda da estabilidade [14]

- 2) STR - Rotura de um elemento estrutural ou deformação excessiva transformando a estrutura ou parte dela num mecanismo. As propriedades de resistência dos materiais estruturais têm de ser consideradas na capacidade resistente ao estado em questão (Figura 6.2).

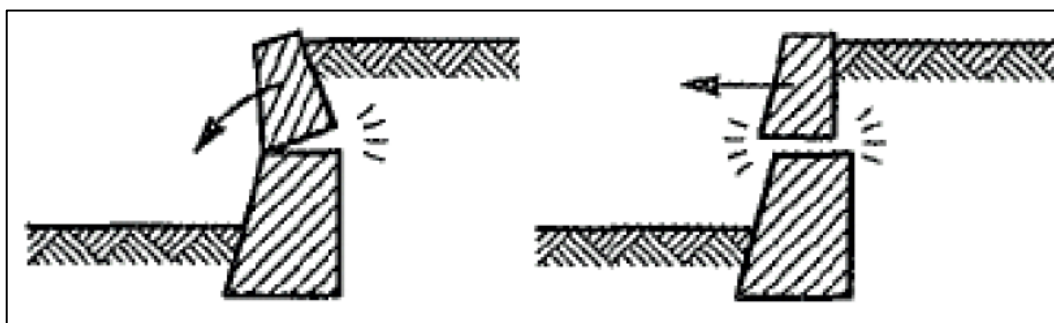


Figura 6.2 – Exemplo de estado limite último devido à rotura estrutural [14]



- 3) GEO - Rotura ou deformação do solo. As propriedades de resistência do terreno têm de ser consideradas na capacidade resistente ao estado em questão (Figura 6.3).

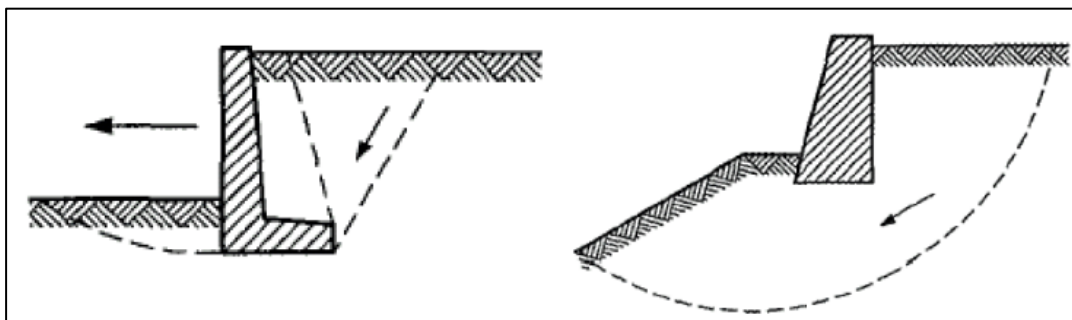


Figura 6.3 – Exemplo de estado limite último devido à rotura do terreno [14]

A NP EN 1997-1:2010 refere ainda estados limites últimos devidos à perda de equilíbrio da estrutura ou do solo devido a movimentos provocados pela pressão de água, como o levantamento hidráulico ou erosão interna, que não estão no âmbito da presente tese.

### 6.3.2. Combinações de ações

Apresentam-se as combinações de ações para as várias situações de projeto, de acordo com a NP EN 1990:2009.

- 1) Persistente ou transitórias

$$E_d = E\{\gamma_{G,j}G_{k,j}; \gamma_{Q,1}Q_{k,1}; \gamma_{Q,i}\Psi_{0,i}Q_{k,i}\} \text{ com } j \geq 1, i \geq 1 \quad (6.6)$$

- 2) Sísmica

$$E_d = E\{G_{k,j}; A_{Ed}; \Psi_{2,i}Q_{k,i}\} \text{ com } j \geq 1, i \geq 1 \quad (6.7)$$

Note-se que o NP EN 1990:2009, no ponto A.1.2.2, apenas refere os valores dos coeficientes  $\Psi$  para edifícios. Devido à ausência de valores específicos para a estrutura do tipo encontro recorreu-se ao RSA, capítulo IX, artigo 41, onde se obterão  $\Psi_0 = 0,6$ ;  $\Psi_1 = 0,4$ ;  $\Psi_2 = 0,2$ .

No caso da ação sísmica com variável de base deverá adotar  $\Psi_2 = 0$ .

### 6.3.3. Verificação de estados limites de perda de equilíbrio (EQU)

O estado limite em causa refere-se à segurança da estrutura relativamente ao derrubamento ou à rotação da mesma em torno da aresta exterior da sua base, como ilustra a Figura 6.4.

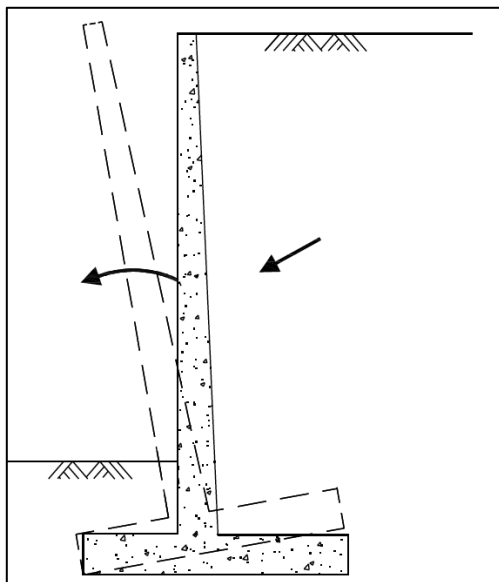


Figura 6.4 – Perda de equilíbrio [24]

Na consideração de um estado limite de perda de equilíbrio (EQU) deve ser verificada a seguinte condição:

$$E_{dst,d} \leq E_{stb,d} \quad (6.8)$$

Onde:

$E_{dst,d}$  é o valor de cálculo do efeito das ações desestabilizantes;

$E_{stb,d}$  é o valor de cálculo do efeito das ações estabilizantes.

Os valores de cálculo são dados pelas seguintes expressões:

$$E_{dst,d} = E\{\gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; \alpha_d\}_{dst} \quad (6.9)$$

$$E_{stb,d} = E\{\gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; \alpha_d\}_{stb} \quad (6.10)$$

Com:

$F_{rep}$  - Valor que representa uma ação;

$\alpha_d$  - Valor característico de um dado geométrico.

Os coeficientes parciais usados nas equações ( 6.9 ) e ( 6.10 ) são apresentados no Quadro 6.2 e Quadro 6.3.

Quadro 6.2 – Coeficientes parciais para as ações ( $\gamma_A$ ) nos estados limites de perda de equilíbrio [14]

<i>Ação</i>	<i>Símbolo</i>	<i>Valor</i>
<i>Permanente</i>		
<i>Desfavorável</i> <sup>a)</sup>	$\gamma_{G;dst}$	1,1
<i>Favorável</i> <sup>b)</sup>	$\gamma_{G;stb}$	0,9
<i>Variável</i>		
<i>Desfavorável</i> <sup>a)</sup>	$\gamma_{Q;dst}$	1,5
<i>Favorável</i> <sup>b)</sup>	$\gamma_{Q;stb}$	0
<i>a) Destabilizante</i>		
<i>b) Estabilizante</i>		

Quadro 6.3 – Coeficientes parciais para os parâmetros do solo ( $\gamma_M$ ) nos estados limites de perda de equilíbrio [14]

<i>Parâmetro do solo</i>	<i>Símbolo</i>	<i>Valor</i>
<i>Ângulo da resistência ao corte</i> <sup>a)</sup>	$\gamma_{\phi'}$	1,25
<i>Coesão efetiva</i>	$\gamma_{c'}$	1,25
<i>Resistência não drenada</i>	$\gamma_{cu}$	1,4
<i>Resistência à compressão simples</i>	$\gamma_{qu}$	1,4
<i>Peso Volúmico</i>	$\gamma_{\gamma}$	1,0
<sup>a)</sup> Este coeficiente é aplicado a $\tan \phi'$		

#### 6.3.4. Verificação de estados limites de rotura estrutural (STR) e rotura do terreno (GEO)

Os estados limites de rotura do terreno (GEO) tratados na presente dissertação relacionam-se com o deslizamento pela base e com a rotura por insuficiência de capacidade resistente ao carregamento do solo subjacente à base.

No caso da rotura por deslizamento o muro sofre uma translação, provocada pelo impulso de terras suportado (Figura 6.5).

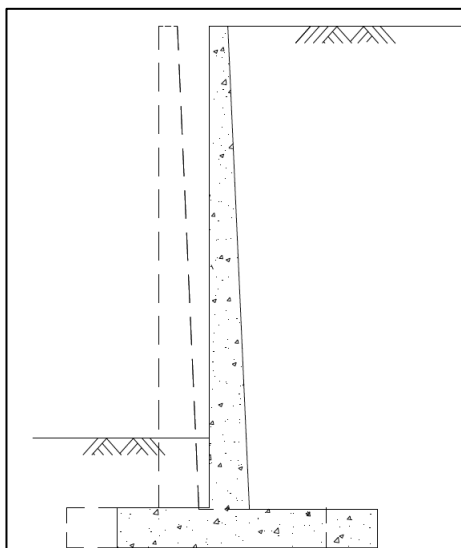


Figura 6.5 – Deslizamento da base [24]

A rotura por insuficiência de capacidade resistente ao carregamento do solo subjacente à base verifica-se quando a componente vertical do efeito conjunto do impulso ativo e o peso da estrutura origina no solo uma tensão superior à tensão admissível, originado consequentemente a rotura do solo de fundação (Figura 6.6).

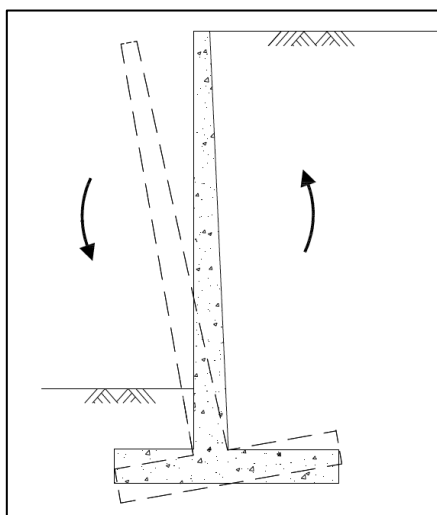


Figura 6.6 – Rotura do solo de fundação [24]

Relativamente aos estados limites de rotura de um elemento estrutural (STR) este é esclarecido no ponto 6.5.5.

Em consideração de um estado limite de rotura ou de deformação excessiva de um elemento estrutural ou do solo (STR e GEO) deve ser verificada a seguinte condição:

$$E_d \leq R_d \quad (6.11)$$

Onde:

$E_d$  é o valor de cálculo de efeito de ações;

$R_d$  é o valor de cálculo da capacidade resistente em relação a uma ação.

O valor de cálculo de efeito das ações é dado por:

$$E_d = E\{\gamma_F F_{rep}; X_k/\gamma_M; \alpha_d\} \quad (6.12)$$

No valor de cálculo da capacidade resistente é importante referir que os coeficientes parciais poderão ser aplicados às propriedades do terreno ( $X$ ), à resistência ( $R$ ), ou a ambas, através das expressões referidas abaixo:

$$R_d = R\{\gamma_F F_{rep}; X_k/\gamma_M; \alpha_d\}/\gamma_R \quad (6.13)$$

Com:

$\gamma_R$  é o coeficiente de segurança parcial associado a capacidade resistente;

Os restantes valores encontram-se definidos anteriormente.

A NP EN 1997-1:2010 informa que os coeficientes parciais aplicados para as verificações dos estados limites últimos do tipo STR e GEO em situações persistentes ou transitórias devem ser efetuadas de acordo com determinadas combinações, representadas pelas abordagens de cálculo.

A NP EN 1997-1:2010 apresenta três abordagens de cálculo diferentes. No entanto, o Anexo Nacional da presente norma recomenda a utilização da Abordagem de cálculo 1. Assim sendo apenas será caracterizada na presente dissertação a abordagem de cálculo recomendada.

Segundo a abordagem de cálculo 1, o estado limite de rotura ou de deformação excessiva deve ser verificado para as seguintes combinações:

**Combinação 1:** A1 + M1 + R1

**Combinação 2:** A2 + M2 + R1

Onde o “+” representa “combinado com”.

Os coeficientes parciais a usar nas equações ( 6.12 ) e ( 6.13 ) encontram-se reunidos por conjuntos de coeficientes, que podem ser A, para ações ou para os efeitos das ações, M, para os

parâmetros do solo, e R, para as capacidades resistentes, onde estes são apresentados nos Quadro 6.4, Quadro 6.5, Quadro 6.6

Quadro 6.4 – Coeficientes parciais para as ações ( $\gamma_F$ ) ou para os efeitos das ações ( $\gamma_E$ ) nos estados limites do tipo STR e GEO [14]

Ação		Símbolo	Conjunto	
			A1	A2
Permanente	Desfavorável	$\gamma_G$	1,35	1,0
	Favorável		1,0	1,0
Variável	Desfavorável	$\gamma_Q$	1,5	1,3
	Favorável		0	0

Quadro 6.5 – Coeficientes parciais para os parâmetros do solo ( $\gamma_M$ ) nos estados limites do tipo STR e GEO [14]

Parâmetro do solo	Símbolo	Conjunto	
		M1	M2
Ângulo da resistência ao corte <sup>a)</sup>	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesão efetiva	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistência não drenada	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Resistência à compressão simples	$\gamma_{qu}$	1,0	1,4
Peso Volúmico	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0
<sup>a)</sup> Este coeficiente é aplicado a $\tan \phi'$			

Quadro 6.6 – Coeficientes parciais para as capacidades resistentes ( $\gamma_R$ ) para estruturas de suporte [14]

Capacidade resistente	Símbolo	Conjunto
		R1
Capacidade resistente ao carregamento do terreno de fundação	$\gamma_{R;v}$	1,0
Capacidade resistente ao deslizamento	$\gamma_{R;h}$	1,0
Capacidade resistente passiva de terras	$\gamma_{R;e}$	1,0

É importante referir que segundo o NP EN 1997-1:2010 caso uma das duas combinações apresentadas anteriormente condicionar o dimensionamento de uma forma clara, não é necessário efetuar os respetivos cálculos para a outra combinação. No entanto, é importante sublinhar que

diferentes combinações poderão ser críticas em aspectos diferentes no mesmo dimensionamento. Assim sendo, a análise será efetuada considerando as duas combinações separadamente. Na combinação 1 os coeficientes de segurança são aplicados de forma a majorar as ações, enquanto na combinação 2, os coeficientes de segurança são usados de forma a minorar os parâmetros resistentes dos materiais.

Para a combinação 1, relativamente às ações, tem-se que,  $\gamma_F \neq 1$  e  $\gamma_E = 1$ , sendo que a equação utilizada é a ( 6.12 ), como indica o Anexo Nacional presente no EC7. Enquanto que para a resistência tem-se que,  $\gamma_M = \gamma_R = 1$ , sendo que a equação utilizada tem de ser a ( 6.13 ) de acordo com a norma referida anteriormente.

Para a combinação 2, no que diz respeito às ações tem-se que,  $\gamma_F \neq 1$  e  $\gamma_E = 1$ , apenas para ações variáveis, onde a equação a utilizar é a ( 6.12 ). Quanto à resistência, verifica-se que  $\gamma_M > 1$  e  $\gamma_R = 1$ , com a equação ( 6.13 ).

As seguintes tabelas representadas abaixo apresentam os coeficientes parciais a usar na verificação de estados limites do tipo SRT e GEO, para situações acidentais, como por exemplo sismos.

Quadro 6.7 – Coeficientes parciais para as ações ( $\gamma_F$ ) ou para os efeitos das ações ( $\gamma_E$ ) nos estados limites do tipo STR e GEO para situações acidentais [14]

<i>Ação</i>		<i>Símbolo</i>	<i>Valor</i>
<i>Permanente</i>	<i>Desfavorável</i>	$\gamma_G$	1,0
	<i>Favorável</i>		1,0
<i>Variável</i>	<i>Desfavorável</i>	$\gamma_Q$	1,0
	<i>Favorável</i>		0

Quadro 6.8 – Coeficientes parciais para os parâmetros do solo ( $\gamma_M$ ) nos estados limites do tipo STR e GEO para situações acidentais [14]

<i>Parâmetro do solo</i>	<i>Símbolo</i>	<i>Valor</i>
<i>Ângulo da resistência ao corte<sup>a)</sup></i>	$\gamma_{\phi'}$	1,25
<i>Coesão efetiva</i>	$\gamma_{c'}$	1,25
<i>Resistência não drenada</i>	$\gamma_{cu}$	1,4
<i>Resistência à compressão simples</i>	$\gamma_{qu}$	1,4
<i>Peso Volúmico</i>	$\gamma_\gamma$	1,0
<sup>a)</sup> Este coeficiente é aplicado a $\tan \phi'$		

Quadro 6.9 – Coeficientes parciais para as capacidades resistentes ( $\gamma_R$ ) para estruturas de suporte para situações acidentais [14]

<i>Capacidade resistente</i>	<i>Símbolo</i>	<i>Valor</i>
<i>Capacidade resistente ao carregamento do terreno de fundação</i>	$\gamma_{R;v}$	1,0
<i>Capacidade resistente ao deslizamento</i>	$\gamma_{R;h}$	1,0
<i>Capacidade resistente passiva de terras</i>	$\gamma_{R;e}$	1,0

## 6.4. Estados Limites de Utilização

### 6.4.1. Considerações Gerais

Segundo a NP EN 1992-1-1, os estados limites de utilização correntes são:

- limitação das tensões;
- controlo da fendilhação;
- controlo das deformações.

Nos estados limites de utilização há que garantir um bom comportamento da estrutura em situações correntes de serviço, limitando a deformação a valores funcionalmente aceitáveis para o propósito do elemento estrutural em causa, garantido um grau de fendilhação considerado admissível.

Para uma melhor compreensão dos estados limites de utilização nos encontros de betão armado é importante caracterizar as propriedades do betão e do aço, sendo que o comportamento das matérias são simulados através da utilização de propriedades médias.

Começa-se então por esclarecer as propriedades do aço, fazendo uma análise ao diagrama médio esperado de comportamento do aço, ajusta-se a resposta característica, de cálculo à rotura e mostra-se a zona prevista para o comportamento em serviço. Para a verificação da segurança aos estados limites de utilização, utiliza-se a relação  $\sigma_s - \varepsilon_s$  ilustrada na Figura 6.7, tendo como limite absoluto a tensão de cedência do aço [25].



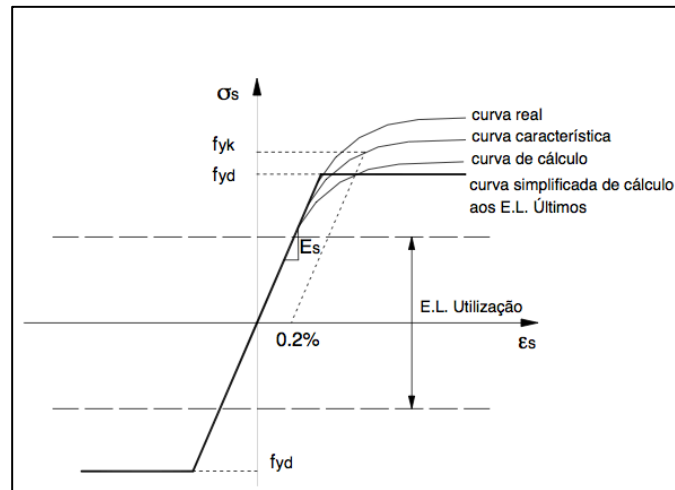


Figura 6.7 – Curvas tensão-extensão do aço [25]

No caso do betão, apresentam-se as curvas  $\sigma_c - \epsilon_c$  ilustradas na Figura 6.8, mostra-se que o módulo de elasticidade é determinado com a rigidez secante, para uma tensão de 40 % do valor resistente para a curva média do comportamento. Na verificação da segurança aos estados limites de utilização para o betão, o comportamento para as ações a curto prazo é considerado como elástico e linear, limitado ao valor resistente de tração e tendo a compressão limites regularmente referidos. A longo prazo, devido aos fenómenos de retração ou fluência, caso esteja sujeito a um nível de tensão contínua, aumenta a sua deformação. Os efeitos anteriormente enunciados provocam implicações nas estruturas a nível das deformações e, podem causar, a longo prazo, em estruturas hiperestéticas, esforços adicionais autoequilibrados [25].

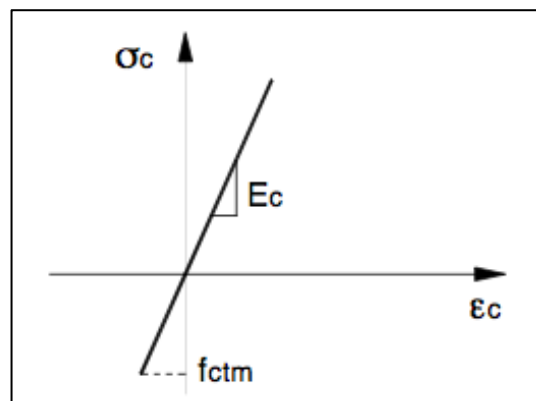


Figura 6.8 - Curvas tensão-extensão do betão [25]

#### 6.4.2. Combinações de ações

Apresentam-se as combinações de ações para os diversos estados limites de utilização, de acordo com a NP EN 1990:2009 secção 6.5.3. Com a exceção da combinação característica, todas

as outras combinações são similares às preconizadas no RSA. Mesmo assim, a diferença entre a combinação característica e a combinação rara de ações prende-se com o coeficiente de combinação  $\Psi_0$  (na combinação rara, pelo o RSA, utiliza-se  $\Psi_1$ )

1) Combinação Característica

$$E_d = E\{G_{k,j}; Q_{k,1}; \Psi_{0,i} Q_{k,i}\} \text{ com } j \geq 1, i \geq 1 \quad (6.14)$$

2) Combinação Frequente

$$E_d = E\{G_{k,j}; \psi_{1,1} Q_{k,1}; \Psi_{2,i} Q_{k,i}\} \text{ com } j \geq 1, i \geq 1 \quad (6.15)$$

3) Combinação Quase Permanente

$$E_d = E\{G_{k,j}; \Psi_{2,i} Q_{k,i}\} \text{ com } j \geq 1, i \geq 1 \quad (6.16)$$

### 6.4.3. Limitação das tensões

De acordo com a NP EN 1992-1-1:2010, secção 7.2, a tensão de compressão no betão deve ser limitada com o objetivo de evitar a formação de fendas longitudinais.

Para a combinação característica a tensão máxima de compressão no betão toma um valor de:

$$\sigma_c \leq k_1 f_{ck} \quad (6.17)$$

Relativamente às ações quase permanentes, caso a tensão no betão se verifique através da inequação ( 6.18 ), considera-se que a fluência no betão é linear. No entanto, caso esta seja superior ao valor apresentado considera-se como se tratando de fluência não linear. É usual que as estruturas estejam num domínio de fluência linear.

$$\sigma_c \leq k_2 f_{ck} \quad (6.18)$$

Ainda recorrendo à norma enunciada anteriormente, a fim de evitar um nível de fendilhação e deformação inaceitável, para a combinação característica, a tensão de tração na armadura deve ser verificada através da inequação ( 6.19 ).

$$\sigma_s \leq k_3 f_{yk} \quad (6.19)$$

Os valores de  $k$  recomendados a utilizar em Portugal são:

$$k_1 = 0,6;$$

$$k_2 = 0,45;$$

$$k_3 = 0,8.$$

#### 6.4.4. Fendilhação

A fendilhação deve ser limitada de forma que não condicione o funcionamento adequado ou a durabilidade da estrutura em causa. A fendilhação é comum em peças de betão armado sujeitas a esforços de flexão, esforço transversal, torção e tração resultantes de ações diretas ou de coação ou de deformações impostas. Para estruturas de betão armado, a fendilhação é determinada para a combinação de ações quase permanente.

Segundo o NP EN 1992-1-1, na secção 7.3.1, define-se um valor limite da abertura de fendas,  $w_{max}$ , tendo em conta a função e a natureza da estrutura e os custos implícitos às medidas necessárias à limitação da fendilhação. No Quadro 6.10 apresentam-se os valores recomendados para os valores limites para a largura de fendas, tendo em conta que os valores variam em determinados países.

Quadro 6.10 – Valores recomendados de  $w_{max}$  para Portugal (mm)

<i>Classe de exposição</i>	<i>Elementos de betão armado e elementos de betão pré-esforçado com armaduras não aderentes</i>	<i>Elementos de betão pré-esforçado com armaduras aderentes</i>
	<i>Combinação de ações quase-permanente</i>	<i>Combinação de ações frequentes</i>
<i>X0, XC1</i>	<i>0,4<sup>1</sup></i>	<i>0,2</i>
<i>XC2, XC3, XC4</i>	<i>0,3</i>	<i>0,2<sup>2</sup></i>
<i>XD1, XD2, XS1, XS2, XS3</i>		<i>Descompressão</i>
<b>Nota 1:</b> Para as classes de exposição X0 e XC1, a largura de fenda não tem influência sobre a durabilidade e este limite é estabelecido para dar um aspecto aceitável. Na ausência de especificações no que respeita ao aspecto, este limite poderá ser reduzido;		
<b>Nota 2:</b> Para estas classes de exposição deverá verificar-se, ainda, a descompressão para a combinação quase-permanente de ações.		

Pela NP EN 1992-1: 2010 a abertura de fendas é determinada recorrendo a seguinte expressão:

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (6.20)$$

Onde:

$s_{r,max}$  representa a distância máxima entre fendas;

$\varepsilon_{sm}$  representa a extensão média da armadura para a combinação de ações considerada, incluindo o efeito das deformações impostas e considerando a contribuição do betão traccionado. Considera-se apenas a extensão de tração que ocorre para além do estado de extensão nula do betão no mesmo nível;

$\varepsilon_{cm}$  representa a extensão média no betão entre fendas.

O valor para  $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$  pode ser calculado através da seguinte equação:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (6.21)$$

Onde:

$\sigma_s$  trata a tensão na armadura de tração admitindo a secção fendilhada;

$\alpha_e$  representa a relação  $E_s/E_{cm}$ ;

$$\rho_{p,eff} = (A_s + \xi_1^2 A'_p)/A_{c,eff} \quad (6.22)$$

$k_t$  é o coeficiente em função da duração do carregamento:

$k_t = 0,6$  para ações de curta duração;

$k_t = 0,4$  para ações de longa duração.

Em todo o caso, para o controlo da fendilhação é necessária uma quantidade mínima de armaduras aderentes para limitar a fendilhação em zonas que sejam previstas tensões de tração, como especificado na secção 7.3.2, da NP EN-1992-1-1.

A verificação do E.L. Fendilhação é aplicado a todos os elementos constituintes do encontro, nomeadamente os muros ala, muro testa, viga de estribo, espelho, gigantes e contrafortes.

#### 6.4.5. Deformação

As estruturas sob ação de diferentes tipos de solicitações deformam-se naturalmente. Do ponto de vista da funcionalidade e do controlo estrutural, existe uma obrigação de limitar esta deformação.

Segundo a NP EN-1992-1-1, o estado limite de deformação pode ser verificado através de:

- limitação da relação vão/altura;
- comparando o valor da flecha calculada com o valor limite.

Ainda conforme a NP EN-1992-1-1, na secção 7.4.2, não é comumente requerido um cálculo explícito das flechas, uma vez que na maioria dos casos a limitação da relação vão/altura é suficiente para evitar problemas relacionados com a flecha. Assim sendo apresentam-se as equações ( 6.23 ) e ( 6.24 ).

$$\frac{l}{d} = K \left[ 11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_o}{\rho} + 3,2\sqrt{f_{ck}} \left( \frac{\rho_o}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] \text{ se } \rho \leq \rho_o \quad ( 6.23 )$$

Ou

$$\frac{l}{d} = K \left[ 11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_o}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_o}} \right] \text{ se } \rho > \rho_o \quad ( 6.24 )$$

A definição das variáveis presentes nas equações anteriormente referidas encontram-se na NP EN-1992-1-1, na secção 7.4.2.

No entanto, é habitual determinar as flechas por meio de cálculo e comparar com os valores admissíveis dados pela relação vão/altura, conforme referido anteriormente. De acordo com a NP EN 1992-1-1 estabelece-se o seu cálculo com base numa combinação quase permanente de ações limitada ao valor de  $L/250$ . No caso de encontros do tipo cofre é usual aplicar este critério aos diversos elementos constituintes, incluindo às paredes desse encontro.

## 6.5. Procedimento de cálculo

### 6.5.1. Considerações Gerais

O processo de dimensionamento de encontros do tipo cofre trata-se de um procedimento iterativo. No decorrer desse procedimento é possível que a geometria e as disposições construtivas da estrutura tenham de ser ajustadas até que se verifiquem os critérios de segurança em causa. Tendo em conta a estrutura em questão, no processo de dimensionamento podem utilizar-se os conceitos relativos a muros de suporte, os quais também, são aplicáveis para a estrutura dos encontros em estudo.

### 6.5.2. Pré-dimensionamento das dimensões da estrutura do encontro

Definido o tipo de encontro são determinadas as dimensões dos vários elementos do encontro, que são objeto de um predimensionamento.

Considere-se um encontro em cofre constituído muro de testa e muros ala ou de avenida, sendo estes tratados como muros de suporte de terras. Admite-se que as dimensões dos muros laterais obrigam a utilização de contrafortes, que é a situação condicionante.

O pré-dimensionamento desses muros é efetuado de acordo com o recomendado na bibliografia consultada para muros de suporte de terras com contrafortes, como é indicado na Figura 6.9.

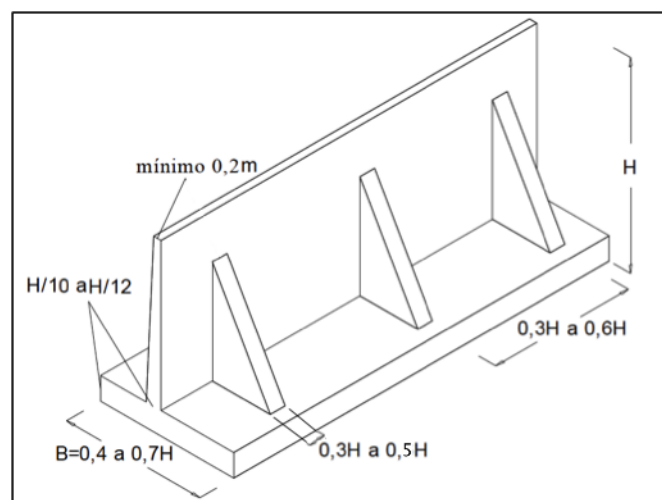


Figura 6.9 – Pré-dimensionamento em muros com contrafortes (adaptado de [26])

De referir que a exigência estrutural e o custo dos muros vão aumentar rapidamente com o aumento da altura dos mesmos.

Recorrendo à Figura 6.10, indicam-se as dimensões referentes ao pré-dimensionamento do muro de testa, da viga de estribo, do espelho e contrafortes. No presente caso admite-se também que as dimensões em altura do muro de testa obrigam à utilização de contrafortes.

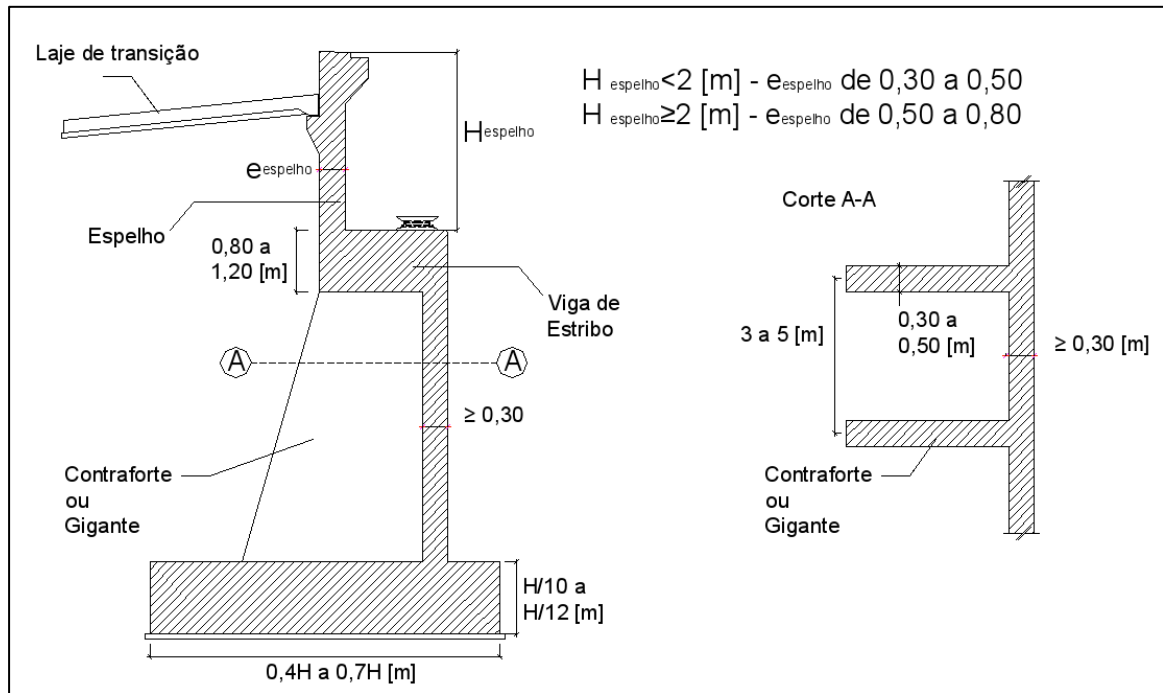


Figura 6.10 – Indicações de pré-dimensionamento de varios elementos do encontro do tipo cofre (adaptado de [1])

### 6.5.3. Aplicação dos impulsos sobre os muros

#### 6.5.3.1 Considerações Gerais

O encontro é constituído por muros de betão armado em L, em que a sua sapata pode ser curta ou longa. O muro ao deslocar-se move solidariamente uma quantidade de solo localizado seu tardo, sendo esta afetada pelo comprimento da sapata. Essa massa de solo promove a estabilidade do encontro. Tratando-se assim, de uma estrutura mista, composta de betão armado e de solo.

#### 6.5.3.2 Muros em L de sapata longa

Através da Figura 6.11 apresentam-se a metodologia para avaliar os impulsos em muros em L de sapata longa, considerando que o muro ao deslocar-se mobilizar o estado de equilíbrio limite ativo das cunhas ABC e ADC, definidas pelos ângulos de direção horizontal  $\alpha_1 = \pi/4 + \phi'/2 + (\varepsilon - \beta)/2$  e  $\alpha_2 = \pi/4 + \phi'/2 - (\varepsilon - \beta)/2$ , onde  $\varepsilon = \sin^{-1}(\sin \beta / \sin \phi')$ , sendo ambos iguais a  $\pi/4 + \phi'/2$  quando  $\beta$  é nulo. Em consequência desta hipótese a cunha de solo definida por ABGF comporta-se como parte integrante do muro [12].

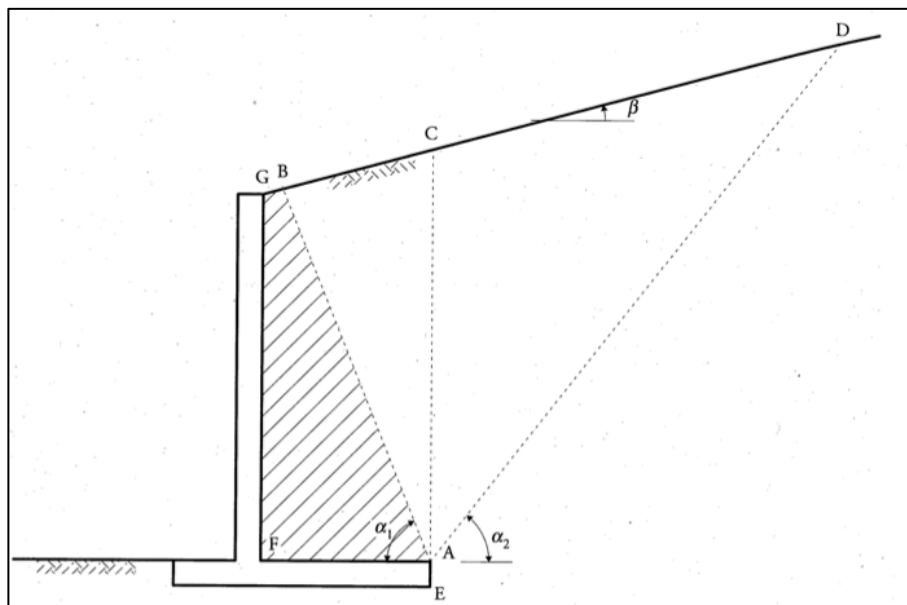


Figura 6.11 – Paramento e cunhas de solo em estado limite ativo [12]

O impulso podem ser calculado de duas formas distintas. O caso da Figura 6.12 a), em que a cunha de solo ABGF se comporta como parte integral do muro, e assim o impulso pode ser calculado ao longo de AB, considerando  $\delta = \phi'$ , e sendo os valores de impulso calculados através do método de Coulomb [12].

E o caso da Figura 6.12 b), ao se examinar o equilíbrio da cunha ABC virando o sentido ao impulso AB, e tomando o peso da cunha de solo,  $W$ , é possível calcular o impulso AC no plano vertical. Verifica-se que a força de impulso AC é calculada através do método de Rankine [12], ficando paralela à superfície do terreno do terraplino.



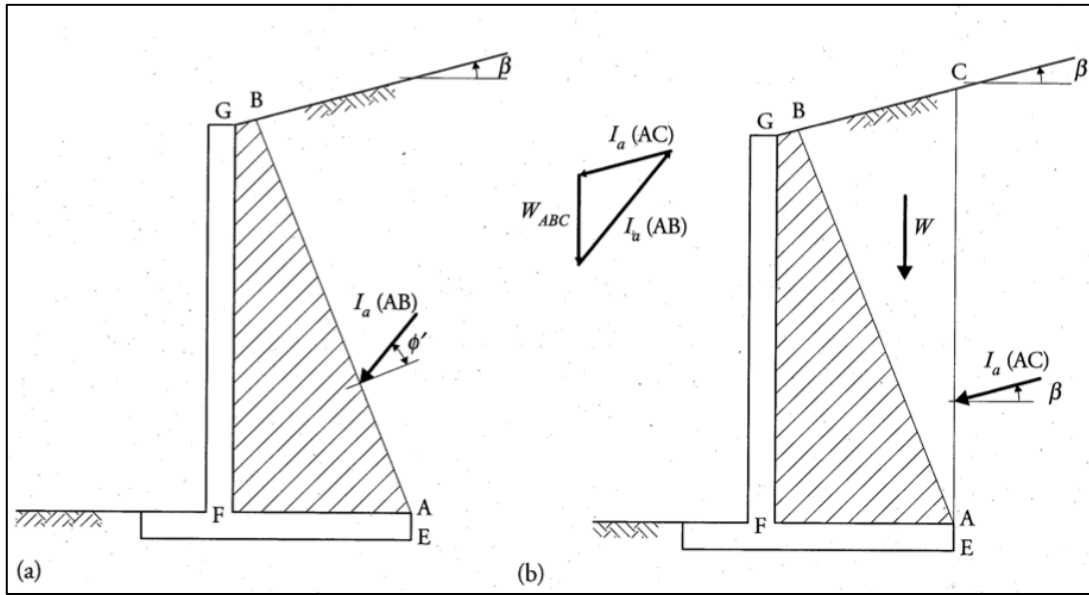


Figura 6.12 – Considerações de avaliação do impulso em muros de suporte com sapata longa: a) através da extensão que limita a cunha solidária com o muro; b) através do traçado vertical [12]

### 6.5.3.3 Muros em L de sapata curta

Para os muros em L de sapata curta, o cálculo do impulso torna-se mais complicado visto que a superfície AB interseja o muro, como é possível verificar através da Figura 6.13 a) [12]. A questão foi abordada por Barghouthi e Greco onde estes concluíram [12]:

- $\alpha_2$  limita à direita a cunha de solo em equilíbrio limite, que mantém o valor para o caso anteriormente referido, onde  $\alpha_2 = \pi/4 + \phi'/2 - (\varepsilon - \beta)/2$ , em que  $\varepsilon = \sin^{-1}(\sin \beta / \sin \phi')$ ;
- $\alpha_1$  passa a depender, não de  $\phi'$  e  $\beta$ , como também da razão dos comprimentos de AF e GF e do próprio valor do  $\delta$ , entre B e G;
- o valor de  $\alpha_1$  que maximiza a componente horizontal, desfavorável, da força no plano AC coincide com o que minimiza a componente vertical, favorável, da mesma força.

Assim o procedimento de cálculo é realizado os seguintes pontos (Figura 6.13 b) [12]:

- i) adotar um valor para  $\alpha_1$ , fixando desse modo a posição do ponto B;
- ii) calcular os impulsos ativos  $I_a(BG)$  e  $I_a(AB)$ , recorrendo por exemplo ao método de Coulomb, como se se tratasse de um tardoz quebrado;
- iii) com as duas forças anteriores e com o peso do bloco ABGC, calcular a força  $I(AC)$ ;
- iv) repetir os passos anteriores, com novos valores de  $\alpha_1$ , de modo a obter o valor máximo da componente horizontal de  $I(AC)$ ;





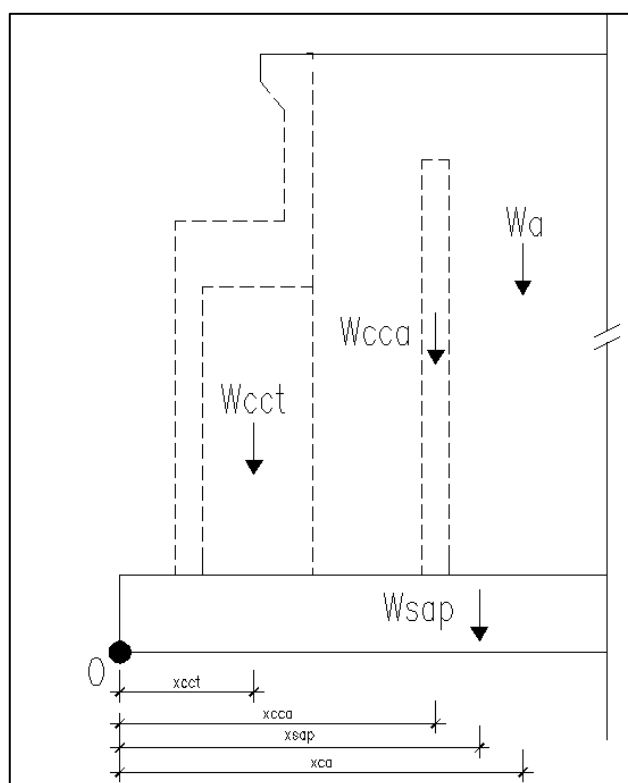


Figura 6.15 - Modelo genérico de um encontro do tipo cofre representativo das pesos atuantes na estrutura para verificação da estabilidade geotécnica

#### 6.5.4.1 Verificação da estabilidade relativamente à perda de equilíbrio (EQU)

A verificação de estados limites de perda de equilíbrio (EQU) para um encontro do tipo cofre é efetuada de acordo com o definido na secção 6.3.3, aplicando-se os coeficientes parciais descritos na mesma. Note-se que presente caso admite-se que as dimensões do muro de testa e dos muros ala de obrigam a utilização de contrafortes.

Assim indicam-se abaixo as ações estabilizantes e desestabilizantes normalmente utilizadas, para situações de projeto persistentes ou transitórias, tendo como base o esquema da Figura 6.14 e Figura 6.15. Nota-se que o caso do acréscimo de impulso sísmico (componente vertical) o ponto de aplicação do impulso pode variar consoante o método considerado.

Refira-se novamente que para o caso do terrapleno a tardoz horizontal ( $\beta = 0$ ), as resultantes dos impulsos têm apenas componente horizontal.

Quadro 6.11 – Ações estabilizantes para o estado limite do tipo EQU (situações de projeto persistentes ou transitórias)

<i>Ações estabilizantes</i>	<i>Símbolo</i>	<i>Braço</i>	<i>Momento Estabilizante</i> <i>(<math>M_{stb}</math>)</i>
<i>Peso do solo sobre a sapata no tardoz</i>	$W_s$	$x_s$	$W_s x_s$

<i>Peso do solo sobre a sapata no exterior</i>	$W'_s$	$x'_s$	$W'_s x'_s$
<i>Peso da sapata</i>	$W_{sap}$	$x_{sap}$	$W_{sap} x_{sap}$
<i>Peso do muro de testa</i>	$W_{ct}$	$x_{ct}$	$W_{ct} x_{ct}$
<i>Peso do muro ala</i>	$W_{ca}$	$x_{ca}$	$W_{ca} x_{ca}$
<i>Peso do contraforte (muro de testa)</i>	$W_{cct}$	$x_{cct}$	$W_{cct} x_{cct}$
<i>Peso do contraforte (muro ala)</i>	$W_{cca}$	$x_{cca}$	$W_{cca} x_{cca}$
<i>Carga pontual</i>	$Q_{cp}$	$x_{cp}$	$Q_{cp} x_{cp}$
<i>Impulso passivo</i>	$I_p$	$y_{lp}$	$I_p y_{lp}$
<i>Força proveniente da ponte (horizontal)</i>	$F_{p,h}$	$y_p$	$F_{p,h} y_p$
<i>Força proveniente da ponte (vertical)</i>	$F_{p,v}$	$x_p$	$F_{p,v} x_p$
<i>Total</i>			$\sum M_{stb}$

Quadro 6.12– Ações desestabilizantes para o estado limite do tipo EQU (situações de projeto persistentes ou transitórias)

<i>Ações desestabilizantes</i>	<i>Símbolo</i>	<i>Braço</i>	<i>Momento Desestabilizante (<math>M_{dst}</math>)</i>
<i>Impulso ativo (componente horizontal)</i>	$I_{ah}$	$1/3H$	$I_{ah} 1/3H$
<i>Impulso ativo (componente vertical)</i>	$I_{av}$	$B$	$(- ) I_{av} B$
<i>Impulso devido à carga uniforme distribuída</i>	$I_{qh}$	$H/2$	$I_{qh} H/2$
<i>Impulso provocado por carga pontual</i>	$I_{cp}$	$y_{cp}$	$I_{cp} y_{cp}$
<i>Impulso provocado por carga linear</i>	$I_{cl}$	$y_{cl}$	$I_{cl} y_{cl}$
<i>Força de Frenagem</i>	$F_{fr}$	$H$	$F_{fr} H$
<i>Total</i>			$\sum M_{dst}$

De seguida apresenta-se o Quadro 6.13 e o Quadro 6.14, que indicam as ações estabilizantes e desestabilizantes para situações de projeto acidentais ou sísmicas.

Quadro 6.13 – Ações estabilizantes para o estado limite do tipo EQU (situações de projeto acidentais)

<i>Ações estabilizantes</i>	<i>Símbolo</i>	<i>Braço</i>	<i>Momento Estabilizante (<math>M_{stb}</math>)</i>
<i>Peso do solo sobre a sapata no tardo</i>	$W_s(1 \pm k_v)$	$x_s$	$W_s(1 \pm k_v) x_s$
<i>Peso do solo sobre a sapata no exterior</i>	$W'_s(1 \pm k_v)$	$x'_s$	$W'_s(1 \pm k_v) x'_s$
<i>Peso da sapata</i>	$W_{sap}(1 \pm k_v)$	$x_{sap}$	$W_{sap}(1 \pm k_v) x_{sap}$

<i>Peso do muro de testa</i>	$W_{ct}(1 \pm k_v)$	$x_{ct}$	$W_{ct}(1 \pm k_v)x_{ct}$
<i>Peso do muro ala</i>	$W_{ca}(1 \pm k_v)$	$x_{ca}$	$W_{ca}(1 \pm k_v)x_{ca}$
<i>Peso do contraforte (muro de testa)</i>	$W_{cct}(1 \pm k_v)$	$x_{cct}$	$W_{cct}(1 \pm k_v)x_{cct}$
<i>Peso do contraforte (muro ala)</i>	$W_{cca}(1 \pm k_v)$	$x_{cca}$	$W_{cca}(1 \pm k_v)x_{cca}$
<i>Força de inércia do solo (tardoz)</i>	$W_s k_h$	$y_s$	$(-)W_s k_h y_s$
<i>Força de inércia da sapata</i>	$W_{sap} k_h$	$y_{sap}$	$(-)W_{sap} k_h y_{sap}$
<i>Força de inércia do muro de testa</i>	$W_{ct} k_h$	$y_{ct}$	$(-)W_{ct} k_h y_{ct}$
<i>Força de inércia do muro ala</i>	$W_{ca} k_h$	$y_{ca}$	$(-)W_{ca} k_h y_{ca}$
<i>Força de inércia do contraforte (muro de testa)</i>	$W_{cct} k_h$	$y_{cct}$	$(-)W_{cct} k_h y_{cct}$
<i>Força de inércia do contraforte (muro ala)</i>	$W_{cca} k_h$	$y_{cca}$	$(-)W_{cca} k_h y_{cca}$
<i>Carga pontual</i>	$Q_{cp}$	$x_{cp}$	$Q_{cp} x_{cp}$
<i>Impulso passivo</i>	$I_p$	$y_{Ip}$	$I_p y_{Ip}$
<i>Força proveniente da ponte (horizontal)</i>	$F_{p,h}$	$y_p$	$F_{p,h} y_p$
<i>Força proveniente da ponte (vertical)</i>	$F_{p,v}$	$x_p$	$F_{p,v} x_p$
<i>Total</i>			$\sum M_{stb}$

Quadro 6.14 – Ações desestabilizantes para o estado limite do tipo EQU (situações de projeto acidentais)

<i>Ações desestabilizantes</i>	<i>Símbolo</i>	<i>Braço</i>	<i>Momento Desestabilizante (<math>M_{dst}</math>)</i>
<i>Impulso ativo (componente horizontal)</i>	$I_{ah}$	$1/3H$	$I_{ah} y_{Ia}$
<i>Impulso ativo (componente vertical)</i>	$I_{av}$	$B$	$(-)I_{av} B$
<i>Acréscimo de impulso sísmico (componente horizontal)</i>	$\Delta I_{as,h}$	$y_{\Delta Ias}$	$\Delta I_{as,h} y_{\Delta Ias}$
<i>Acréscimo de impulso sísmico (componente vertical)</i>	$\Delta I_{as,v}$	$B$	$(-)\Delta I_{as,v} B$
<i>Impulso devido à carga uniforme distribuída</i>	$I_{qh}$	$y_{Iq}$	$I_{qh} y_{Iq}$
<i>Impulso provocado por carga pontual</i>	$I_{cp}$	$y_{cp}$	$I_{cp} y_{cp}$
<i>Impulso provocado por carga linear</i>	$I_{cl}$	$y_{cl}$	$I_{cl} y_{cl}$
<i>Força de Frenagem</i>	$F_{fr}$	$y_{fr}$	$F_{fr} y_{fr}$
<i>Total</i>			$\sum M_{dst}$

É importante referir que:

- toda a carga aplicada na zona interior da estrutura de suporte que tome a direção do impulso ativo é considerada como desestabilizante;
- toda a carga aplicada na zona exterior da estrutura com direção do impulso passivo é considerada como estabilizante;
- quaisquer impulsos provocados devido à água não são mencionados, pois o caso em estudo trata-se de um problema sem nível freático instalado;
- toda a componente de impulso passivo é desprezada, o que é do lado da segurança.

Para as várias situações de projeto atrás enunciadas, a segurança aos estados limites últimos de perda de equilíbrio (EQU) é verificada caso se confirme como verdadeira a inequação ( 6.25 ):

$$M_{dst} \leq M_{stb} \quad ( 6.25 )$$

Onde:

$M_{dst}$  – Resultante dos momentos desestabilizantes;

$M_{stb}$  – Resultante dos momentos estabilizantes.

#### **6.5.4.2 Verificação da capacidade resistente para estados limites de rotura do terreno (GEO)**

Os estados limites de rotura do terreno (GEO) tratados na presente dissertação são:

- rotura por deslizamento pela base;
- rotura por insuficiência de capacidade resistente ao carregamento do solo subjacente à base.

##### **6.5.4.2.1 Segurança à rotura por deslizamento pela base**

A verificação relativamente à rotura por deslizamento pela base é realizada de acordo com o descrito na secção 6.3.4, aplicando os coeficientes parciais representados na mesma.

Para situações de projeto persistentes ou transitórias as forças anteriormente nomeadas por forças estabilizantes são presentemente designadas por forças de resistência ao deslizamento. O valor da resistência ao deslizamento para um caso genérico de um muro de suporte é dado pelo somatório da força de atrito, da resistência ao corte na base e do impulso passivo, caso este exista na zona exterior do muro. No entanto para o caso em estudo, tratando-se de um encontro, é neces-

sário considerar as reações da ponte suportadas pelo encontro. A equação ( 6.26 ) representa o valor da resistência ao deslizamento da base.

$$F_{stb} = (I_p/\gamma_{R,e}) + (F_r/\gamma_{R,h}) + F_{p,h} \quad ( 6.26 )$$

Onde  $F_r$  é a reação na base da estrutura, que toma a seguinte expressão:

$$F_r = N \tan \delta + C_a B \quad ( 6.27 )$$

Onde o  $N$  é dado pelo somatório dos pesos e das cargas aplicadas sobre a estrutura:

$$N = W_s + W'_s + W_c + W_{sap} + W_{ct} + W_{ca} + W_{cct} + W_{cca} + Q_{cp} + F_v + F_{p,v} \quad ( 6.28 )$$

Para a situação acidental ou sísmica, a expressão ( 6.26 ) para o cálculo do valor da resistência ao deslizamento mantém-se, no entanto às equações ( 6.27 ) e ( 6.28 ), são adicionadas uma parcela extra de forma a contabilizar a ação sísmica.

$$F_r = N \tan \delta + C_a B - k_h(W_s + W'_s + W_c + W_{sap} + W_{ct} + W_{ca} + W_{cct} + W_{cca}) \quad ( 6.29 )$$

Com:

$$N = (1 \pm k_v)(W_s + W'_s + W_c + W_{sap} + W_{ct} + W_{ca} + W_{cct} + W_{cca}) + Q_{cp} + F_v + F_{p,v} \quad ( 6.30 )$$

As forças laterais que podem provocar o deslizamento do muro pela base são designadas por forças desestabilizantes, para situações de projeto persistentes ou transitórias. Estas são as forças que anteriormente foram enunciadas para o estado limite do tipo EQU, no Quadro 6.12, com aplicação de coeficientes parciais para o presente estado. Às forças enunciadas subtrai-se a força de atrito na base provocado pelo impulso ativo vertical. Assim apresenta-se a equação ( 6.31 ).

$$F_{dst} = I_{ah} + I_{qh} + I_{cp} + I_{cl} + F_{c,h} - I_{av} \tan \delta + F_{fr} \quad ( 6.31 )$$

Para a situação acidental há que adicionar os efeitos induzidos pela ação sísmica às forças desestabilizadoras representadas na equação ( 6.31 ). Assim apresenta-se a seguinte equação que tem em conta a ação sísmica.



$$F_{dst,s} = F_{dst} + \Delta I_{ash} - (\Delta I_{asv}) \tan \delta \quad (6.32)$$

Para várias situações de projeto enunciadas, a rotura por deslizamento pela base é verificada caso se confirme como verdadeira a inequação:

$$F_{dst} \leq F_{stb} \quad (6.33)$$

#### 6.5.4.2.2 Segurança à rotura por insuficiência de capacidade resistente ao carregamento do solo subjacente à base

A verificação relativamente à rotura por insuficiência de capacidade resistente ao carregamento do solo subjacente à base é realizada de acordo com a NP-EN 1997-1:2010, anexo D, aplicando os coeficientes parciais representados na secção 6.3.4.

Recorrendo à NP EN 1997-1:2010, anexo D, para condições drenadas, e para um solo não coesivo, o valor de cálculo da capacidade resistente do terreno ao carregamento é determinado através de:

$$R/A' = q' N_q b_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma \quad (6.34)$$

As componentes que compõem a fórmula representada acima encontram-se referidas na NP EN 1997-1:2010, anexo D.

Após o cálculo da capacidade resistente do terreno, é multiplicada pelo valor da área efetiva de fundação ( $A'$ ), e a segurança é verificada se:

$$R \geq V_{ed} \quad (6.35)$$

#### 6.5.5. Verificação estrutural

Após o cálculo dos esforços atuantes no encontro recorrendo ao programa de cálculo automático é possível efetuar as verificações estruturais. Através destas são calculadas as quantidades de armaduras necessárias para a pormenorização das peças.

Como já referido, um encontro em cofre é constituído por um muro frontal (muro de testa) e por dois muros laterais (muros ala ou de avenida). A estrutura é também composta por uma fundação, constituída por sapatas ou por estacas. Eventualmente terá contrafortes quando a altura do encontro assim o exigir.

Para efeitos de dimensionamento dos muros que constituem a estrutura é possível adotar-se os modelos simplificados como os representados na Figura 6.16. Os muros ala são considerados como painéis encastrados entre contrafortes e na zona inferior de contacto com a fundação, excepto o painel de extremidade, que apresenta dois bordos livres. O muro de testa é considerado encastrado de ambos os lados e na zona inferior. Para efeitos de dimensionamento, os muros são tratados como um painel de laje.

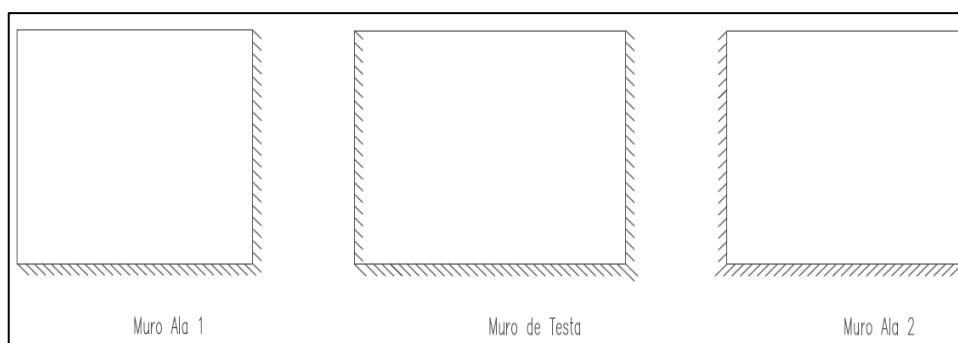


Figura 6.16 – Modelo de cálculo para o dimensionamento estrutural de um encontro do tipo cofre

Assim sendo, os muros são considerados como laje fina caso:

$$e < l_{menor}/10 \quad (6.36)$$

Onde o  $l_{menor}$  corresponde ao menor vão do painel e  $e$  corresponde à espessura.

No entanto, e considerando as ferramentas de cálculo numérico atualmente disponíveis, os esforços atuantes podem determinar-se através de programas comerciais de elementos finitos, como por exemplo Sap2000®, fazendo assim uma análise global tridimensional da estrutura, bem como o seu comportamento em termos de deslocamentos e de tensões.

Refira-se, no entanto, que existem dois géneros de cálculos distintos de dimensionamento. Um cálculo para os muros ala ou avenida, em que existem apenas cargas transversais ao painel, um segundo caso para o muro testa e respetivos gigantes, em que para além do suporte das cargas devidas aos impulsos, é confrontado também com esforços normais e horizontais provenientes da ponte, originando flexão composta.

Refira-se que para efetuar a verificação estrutural o coeficiente de impulso a utilizar é o de repouso para o caso da estrutura fundada em solos de alta resistência ou uma média entre o repouso e o ativo caso a estrutura esteja fundada em solos com uma resistência média, como ilustra a Figura 6.17 [12]. Contudo, na prática é usual adotar os valores do coeficiente de repouso.

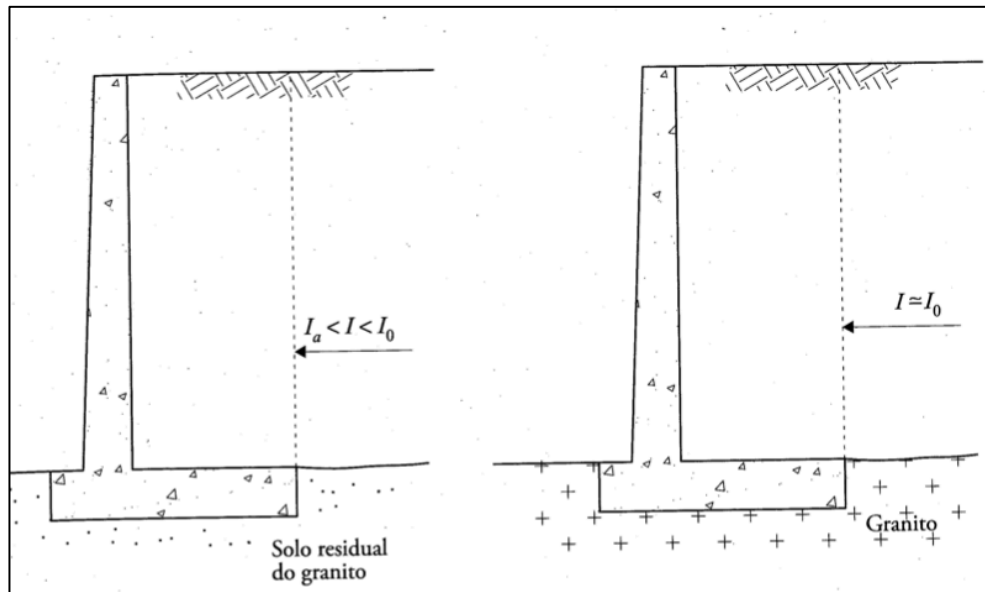


Figura 6.17 – Valor do coeficiente de impulso a considerar para a efetuar a verificação geotécnica dependendo do estado do solo de fundação [12]

#### 6.5.5.1 Muros ala ou avenida

##### 6.5.5.1.1 Resistência à flexão

O cálculo da resistência à flexão é realizado através das seguintes expressões:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{bd^2f_{cd}} \quad (6.37)$$

$$d = e - c \quad (6.38)$$

$$w = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \quad (6.39)$$

$$A_s = \frac{wdf_{cd}}{f_{yd}} \quad (6.40)$$

Onde:

$\mu$  é o momento reduzido, calculado através da equação ( 6.37 );

$w$  é a percentagem mecânica de armadura da secção em estudo, dada através da equação ( 6.39 );

As áreas das armaduras calculadas recorrendo à equação ( 6.40 ), são comparadas com as áreas de armaduras máxima e mínima especificadas no ponto 9.2.1.1 presente na NP EN-1992-1-1:2010. Os espaçamentos entre varões estão especificados na secção 9.3.1.1 na NP EN-1992-1-1:2010 e a armadura no bordo livre na secção 9.3.1.4 da mesma norma.

#### 6.5.5.1.2 Resistência ao esforço transversal

Segundo a NP EN 1992-1-1:2010 na secção 6.2.1 no ponto (3), em regiões do elemento onde se verifica que  $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$  não é necessário o cálculo da armadura de esforço transversal, onde o  $V_{Rd,c}$  é dado pelo conjunto de equações:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3}] b_w d \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad ( 6.41 )$$

Em que:

$V_{Rd,c}$  é o valor de cálculo do esforço transversal resistente do elemento sem armadura de esforço transversal;

$f_{ck}$  em Mpa;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \text{ com } d \text{ em [mm];}$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02;$$

$A_{sl}$  área da armadura de tração prolongada de um comprimento  $\geq (l_{bd} + d)$  para além da secção considerada;

$b_w$  menor largura da secção transversal na área tracionada [mm];

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{ed}}{A_c} < 0,2 f_{cd} \text{ [Mpa];}$$

Esta verificação de segurança encontra-se detalhada na NP EN 1992-1-1:2010 na secção 6.2.2. Em algum dos casos, se a equação ( 6.41 ) não se verificar como sendo verdadeira, deve ser consultado a secção 6.2.3 da norma anteriormente referida.

#### 6.5.5.1.3 Resistência à compressão e à tração

A verificação dos estados limites de resistência à tração e compressão são calculados aplicando os coeficientes de segurança descritos na secção 6.2.3.

Em cálculo de estados limites últimos, considera-se que o betão não resiste à tração, pelo que a verificação da resistência à tração é dada por:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd}^+ = A_s f_{yd} \quad (6.42)$$

E a verificação da resistência à compressão é dado por:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd}^- = A_c f_{cd} + A_s f_{yd} \quad (6.43)$$

Onde:

$N_{Ed}$  é o esforço normal na secção devido às ações aplicadas (N);

$A_c$  é a área da secção transversal de betão (mm<sup>2</sup>);

$A_s$  é a área de aço (mm<sup>2</sup>);

#### 6.5.5.2 Muro de testa e espelho do encontro

No caso de inexistência de gigantes, a viga de estribos confunde-se com o muro de testa, em que este, como ilustra a Figura 6.18, suporta dois tipos de carregamentos distintos, um carregamento na região frontal da estrutura proveniente da ponte e um outro carregamento no tardo em forma de pressão do terreno.

O cálculo da resistência à flexão é efetuado de acordo com o ponto 6.5.5.2.1, visto que no muro de testa existe flexão e compressão. A resistência ao esforço transversal é realizada de acordo com o ponto 6.5.5.1.2.

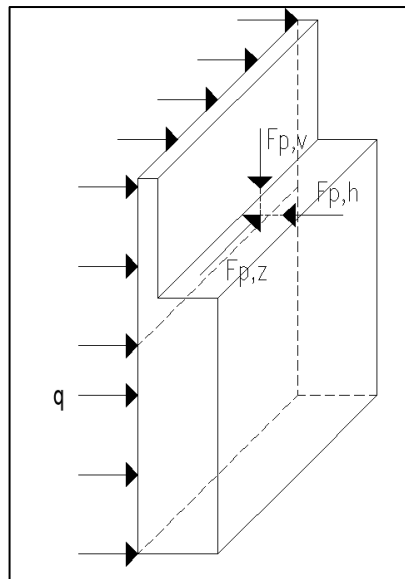


Figura 6.18 – Exemplo genérico de um muro de testa carregado

No caso do espelho do encontro é de referir que deverá ser analisado para as situações seguintes:

- espelho sujeito aos impulsos do aterro;
- espelho sujeito aos impulsos do aterro, à força de frenagem e à sobrecarga uniforme e de faca instalados no topo;
- espelho sujeito aos impulsos do aterro e à sobrecarga de um eixo do veículo tipo aplicado no topo

Em geral, a segunda situação é condicionante, uma vez que o efeito da frenagem assume um papel relevante e a compressão, que em geral é benéfica, não assume particular importância.

#### 6.5.5.2.1 Resistência à flexão composta

A resistência à flexão composta para o muro testa é calculada de acordo com o indicado na Figura 6.19.

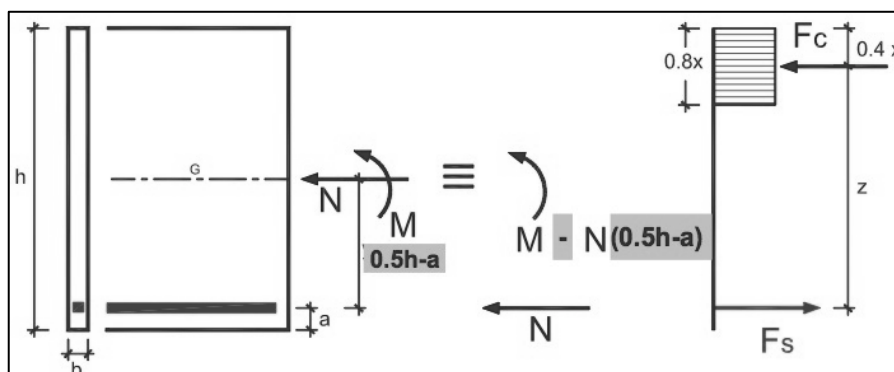


Figura 6.19 – Esforços actuantes numa secção rectangular genérica [27]

Através da figura acima representada, apresenta-se as seguintes equações de equilíbrio:

$$N_{ed} = F_c + F_s \quad (6.44)$$

$$M_{ed} - N_{ed}(0,5h - a) = -F_c \cdot z \quad (6.45)$$

Resolvendo a equação ( 6.44 ) em função de  $F_c$ :

$$F_c = N_{ed} - F_s \quad (6.46)$$

Substituindo o valor de  $F_c$  na equação ( 6.45 ):

$$M_{ed} - N_{ed}(0,5h - a) = -(N_{ed} - F_s)z \quad ( 6.47 )$$

Resolvendo a equação ( 6.47 ) em ordem a  $F_s$ :

$$F_s = \frac{[M_{ed} - N_{ed}(0,5h - a)]}{z} + N_{ed}$$

Com:

$$(0,5h - a) \approx z/2 \quad ( 6.48 )$$

Logo:

$$F_s \approx \frac{M_{ed}}{z} + \frac{N_{ed}}{2} \quad ( 6.49 )$$

Através do valor de  $F_s$ , dado na equação ( 6.49 ) é possível calcular a armadura resistente à flexão composta recorrendo à equação exposta de seguida:

$$A_s = F_s / F_{syd} \quad ( 6.50 )$$

### 6.5.5.3 Contrafortes e gigantes

O dimensionamento dos contrafortes é efetuado como uma consola vertical, encastrada na base. Os contrafortes são submetidos às ações transmitidas pelos respetivos muros.

O cálculo das resistências é efetuado de acordo com os pontos 6.5.5.1.1 e 6.5.5.1.3. Dadas as dimensões da seção destes elementos, a verificação da resistência ao esforço transversal não é, eventualmente, condicionante.

Refira-se que é necessário considerar o efeito do arranque da base dos contrafortes relativamente à fundação, sendo necessário considerar uma armadura específica para o efeito. O mesmo acontece relativamente ao efeito de suspensão a considerar entre os contrafortes e paredes dos muros ala ou avenida quando sujeitos aos impulsos do solo.

Por último salienta-se que no caso dos encontros apresentarem gigantes e viga de estribo, o que é usual na maioria dos casos, aqueles gigantes deverão ser dimensionados em flexão composta. Os efeitos da flexão e da compressão são introduzidos pelas reações do tabuleiro, pelos impulsos do solo e pelos impulsos sísmicos e restantes ações envolvidas.

#### **6.5.5.4 Sapata**

O procedimento de cálculo para a sapata é realizado de forma similar a laje vertical. A sapata trata do suporte final da estrutura, esta transmite as cargas do encontro para o solo, pelo que está sujeitada a esforços de flexão juntamente com compressão, e estes são verificados de acordo com o ponto 6.5.5.2.1.



## **7. ASPETOS COMPLEMENTARES**

### **7.1. Considerações Gerais**

Neste capítulo indicam-se alguns aspetos complementares relacionados com a utilização de encontros do tipo cofre, nomeadamente quanto ao tipo de fundações utilizados, constituição do aterro e sistemas de drenagem.

### **7.2. Tipo de fundação utilizado em encontros**

#### **7.2.1. Considerações Gerais**

A estrutura de fundação constitui o elemento essencial que confere o suporte do encontro. O encontro transmite as ações atuantes na estrutura ao solo de fundação através das suas fundações. Caso o terreno superficial apresente características mecânicas adequadas, as fundações podem ser do tipo direto, através de sapatas. Para o caso da existência de uma camada pouco profunda, com piores características, a solução adequada poderá envolver a utilização de pegões, embora as condições do terreno tenham de permitir a escavação de poços sem necessidade de recorrer, se possível, a entivação. Caso o terreno apresente condições geológicas e geotécnicas demasiado desfavoráveis, é necessário recorrer a estacas [10].

Em certas situações existe apenas uma camada superficial com fracas características geotécnicas, sob a qual surge a formação competente para executar a fundação direta. Nesses casos poderá ser recomendável proceder-se apenas a uma substituição do solo superficial por betão ciclópico, sobre o qual se poderá fundar a sapata do encontro.

Em geral, esta solução é aplicada para profundidades máximas na ordem de 3 a 4 metros e poderá abranger a totalidade, em planta, do encontro ou apenas numa zona particular em que se encontre uma “bolsa” de solo mais fraco.

A seleção de uma fundação segura e económica demanda a ponderação de determinados factores, tais como, cargas sob a estrutura, factores ambientais, condições do solo, critérios de desempenho, métodos de construção e a vertente económica. Na Figura 7.1 encontram-se resumiadas as etapas de um processo de seleção para a escolha da fundação mais eficaz. Em cada caso, a fundação tem de ser concebida para proporcionar a segurança adequada no que diz respeito à capacidade de carga e à tolerância aos movimentos horizontais e verticais possíveis, realizados pelo encontro [10].

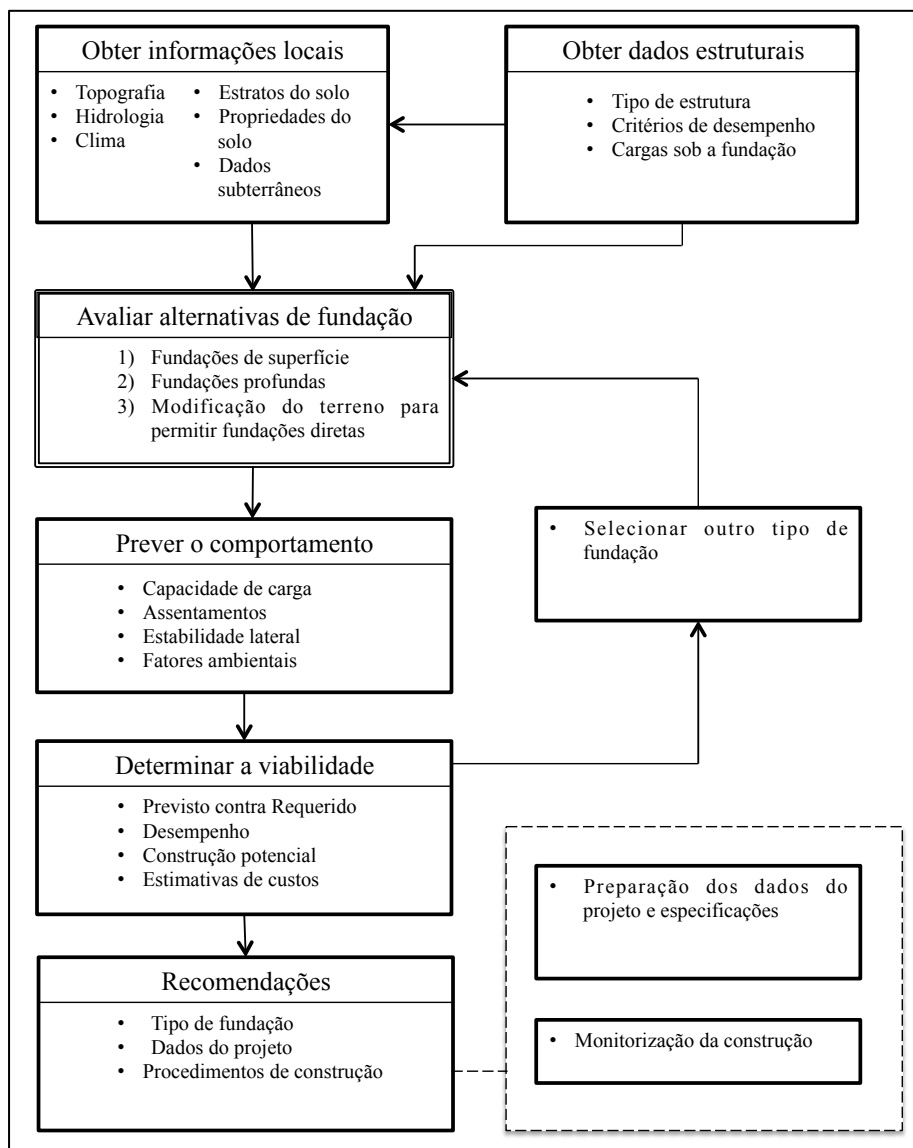


Figura 7.1 – Processo típico de seleção para a fundação (adaptado de [10])

### 7.2.2. Sapata

As sapatas são o tipo de fundação mais económico, sendo usadas em solos com capacidade de suporte. A fundação do tipo sapata não deve ser usada em zonas em aterro de argila mole, areia “fofa”, solos colapsáveis, existência de água onde o rebaixamento do lençol freático poderá surgir.

De seguida apresentam-se na Figura 7.2 exemplos de fundações do tipo sapata de uso corrente.

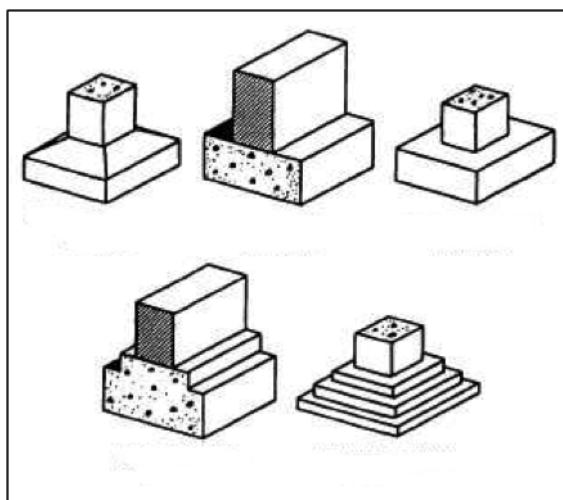


Figura 7.2 – Ilustração de alguns tipos de sapatas

No caso de encontros a utilização de soluções de sapatas contínuas é usual dadas as características geométricas destes elementos. Em casos pontuais pode pondera-se a utilização de uma laje de ensoleiramento geral sob o encontro, caso o peso favorável do aterro seja necessário por questões de estabilidade desse encontro.

### 7.2.3. Estaca

A maioria das estruturas de grande porte, como o caso do encontro do tipo cofre, sofre assentamentos ao longo dos anos quando fundados em solos com características inadequadas, assentamentos esses provocados pelo tipo de fundação empregue. Uma forma de evitar os assentamentos referidos é recorrer a uma fundação do tipo estacas. As estacas poderão ser apoiadas em maciço “firme”, consideradas com estacas a trabalhar por ponta, ou estacas flutuantes, em que a resistência das mesmas é assegurada basicamente pela mobilização da resistência lateral. As estacas têm um comprimento necessário até encastrar três diâmetros no estrato que garanta a resistência pretendida para a fundação, como ilustra a Figura 7.3. Ilustra-se ainda através da Figura 7.4 o conjunto de processos para a criação de estacas moldadas in-situ.

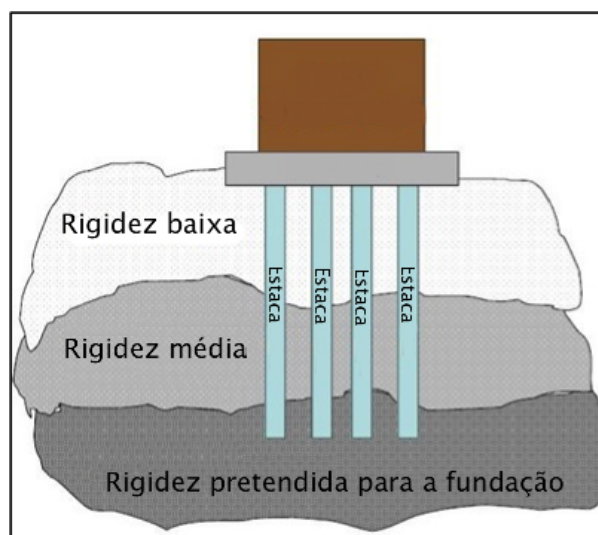


Figura 7.3–Princípio pretendido por uma fundação do tipo profundo (estaca) (adaptado de [10])

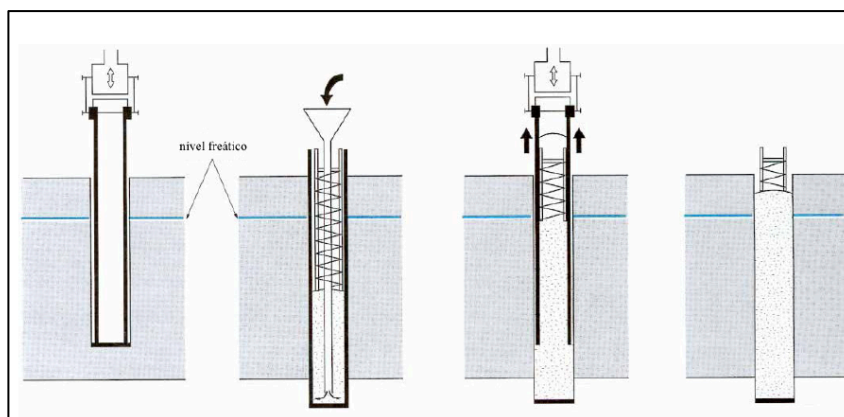


Figura 7.4 – Os vários processos para a criação de uma estaca moldada in-situ [29]

Recorrendo à Figura 7.5 e à Figura 7.6, exemplificam-se mecanismos de rotura genéricos que podem ocorrer em fundações executadas por estacas, nos estados limites últimos, tanto por rotura do terreno, como por danos causados na fundação ou na própria estrutura devido aos excessos na deformação do terreno [29].

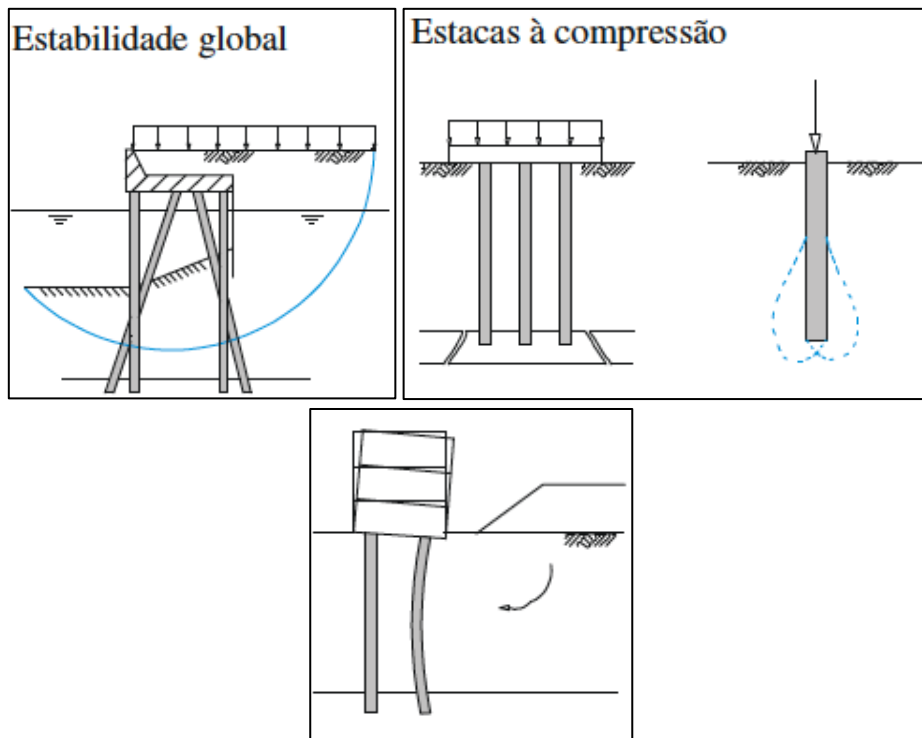


Figura 7.5 – Diferentes tipos de mecanismos de rotura [29]

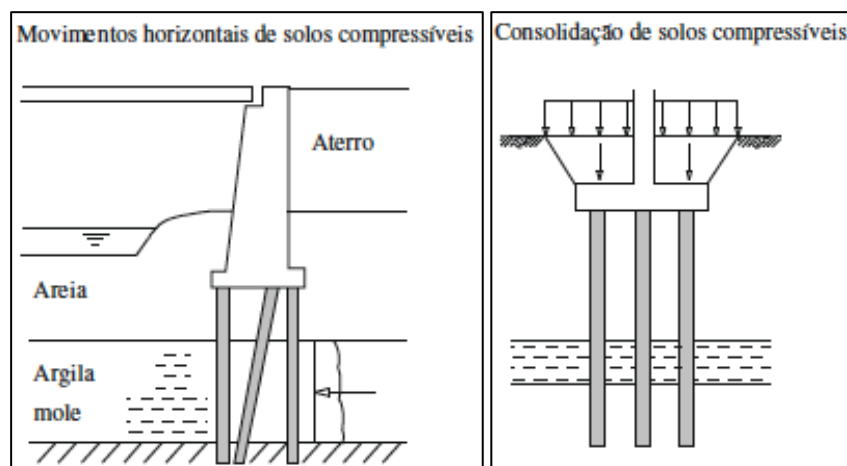


Figura 7.6–Ações induzidas pelo movimento dos solos [29]

### 7.3. Constituição do Aterro

Em caso de sismo constata-se que o caso mais gravoso que pode ocorrer para o encontro é o tabuleiro da ponte ser empurrado contra aquele, onde os esforços desenvolvidos pelo choque são absorvidos pelo muro de testa. O muro de testa é projetado para libertar os esforços para o aterro e restante estrutura, aterro esse que obrigatoriamente deve resistir aos deslocamentos laterais, prevenindo possíveis danos causados na plataforma rodoviária. O aterro desempenha assim um papel essencial sobre a movimentação lateral da ponte [31].

Para que o aterro usufrua de um comportamento indicado deve ser constituído por um solo com determinadas propriedades, tais como [12]:

- 1) Características granulares, com uma quantidade de finos inferior a 5%;
- 2) Evitar que a excessiva compactação, com equipamentos pesados que induzam pressões elevadas aos muros do encontro ou danifiquem a estrutura;
- 3) Não apresentar características que possam variar em função do tempo, resultando por exemplo na consolidação do solo;
- 4) Tratar-se de um solo resistente à erosão.

O material de enchimento do aterro geralmente usado é constituído por solo granular ou grosso com uma certa quantidade de finos, quantidade essa deve ser reduzida, como foi referido no ponto 1). Os solos com percentagens de finos significativas são fortemente afetados pelo teor em água, o que provoca uma variação de volume e de impulsos no aterro, sendo essas variações sazonais [12]. No que diz respeito à compactação, esta deve ser cuidada como referido no ponto 2), para não danifique os elementos constituintes do encontro.

O solo para aterro pode geralmente ser classificado em dois tipos: solo granular ou solo não granular. O local onde cada tipo de solo deve ser utilizado deve ser claramente examinado. O solo do tipo granular, trata-se de uma mistura de diferentes solos, como areia e cascalho em proporções adequadas, dependendo do requerido nas especificações impostas ao projetista. Este tipo de solo deve ter um tamanho máximo de agregado não superior a 10 cm, e deve ser relativamente limpo para assegurar uma drenagem adequada. Deve também conter uma quantidade de finos razoável para que se possa alcançar uma compactação apropriada.

Em zonas de drenagem são necessários solos com altos requisitos, tais como uma granulometria, compactação e compacidade do solo adequada.

Segundo as recomendações da FHWA [30], o solo a utilizar em aterros deve ser material com menos de 15% a passar no peneiro 200, ou seja uma fração de finos menor que 15%. Uma outra recomendação segundo Wahls [30] diz que o solo a utilizar deve possuir um índice de plasticidade inferior a 15%, uma percentagem de finos menos de 5% e uma compactação que varia entre 95% de ASSHTO T-99 até 100% de ASSHTO T-180. No entanto segundo as recomendações especificadas por CalTrans [30], o solo a utilizar deve possuir um índice de plasticidade menor ou igual a 15% e uma compactação relativa de 95% ou mais. Referindo a Iowa DOT [30] especifica que o material que constitui o aterro deve ser formado por um solo com uma quantidade de finos menor ou igual a 10%, para que garantir o controlo da compactação.

#### 7.4. Sistemas de drenagem

Para uma estrutura de suporte, como é o caso do encontro do tipo cofre, é necessário existir um sistema de drenagem eficiente para impedir processos de infiltração de água e reduzir ou eliminar a impulsão hidrostática (Figura 7.7).

Os sistemas de drenagem consideram-se como superficiais ou internos.

Os sistemas de drenagem superficial têm como objetivo captar e conduzir as águas que incidem na superfície da estrutura. Utilizam-se dispositivos como canaletas longitudinais de descida, canaletas transversais ou caixas coletoras. O tipo de dispositivo a aplicar depende de várias condições, como da natureza da área, da geometria do encontro e até mesmo do material que o constitui [32].

Os sistemas de drenagem internos têm como função controlar as referidas impulsões hidrostáticas e captar fluxos que ocorrem no interior do encontro. Os sistemas de drenagem interna são constituídos drenos horizontais, trincheiras drenantes, filtros granulares e geodrenos. Estes sistema de drenagem interna provocam um rebaixamento do nível piezométrico, fazendo com que o volume de água que flui pelos drenos seja diretamente proporcional ao coeficiente de permeabilidade e ao gradiente hidráulico.

Note-se que em solos de baixa condutividade hidráulica, a redução do fluxo pode significar a inexistência de um volume de drenagem visível a vista desarmada, a qual não deve ser associado à deterioração do dreno. O comportamento exposto anteriormente, pode levantar receios quanto a eficácia do sistema de drenagem, sugerindo por vezes a possibilidade de colmatção. Por esse motivo deve-se monitorizar continuamente o sistema de drenagem, utilizando piezómetros, comparando assim os registos, no durante e após a construção.

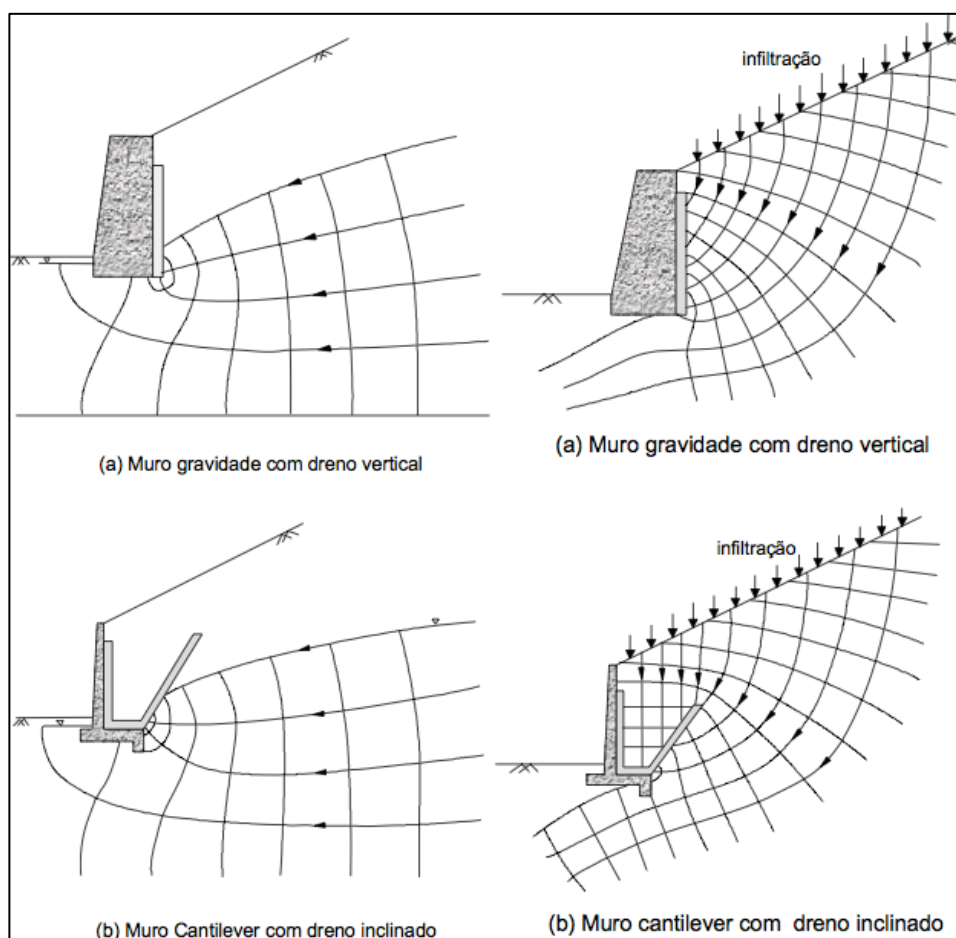


Figura 7.7 – Redes de fluxo em muros de suporte [32]

Na Figura 7.8 e Figura 7.9 podem ver-se esquemas de sistemas de drenagem. Nota-se que quando não existe nenhum inconveniente em drenar as águas para a frente da estrutura, podem ser introduzidos furos drenantes, como ilustra a Figura 7.10.



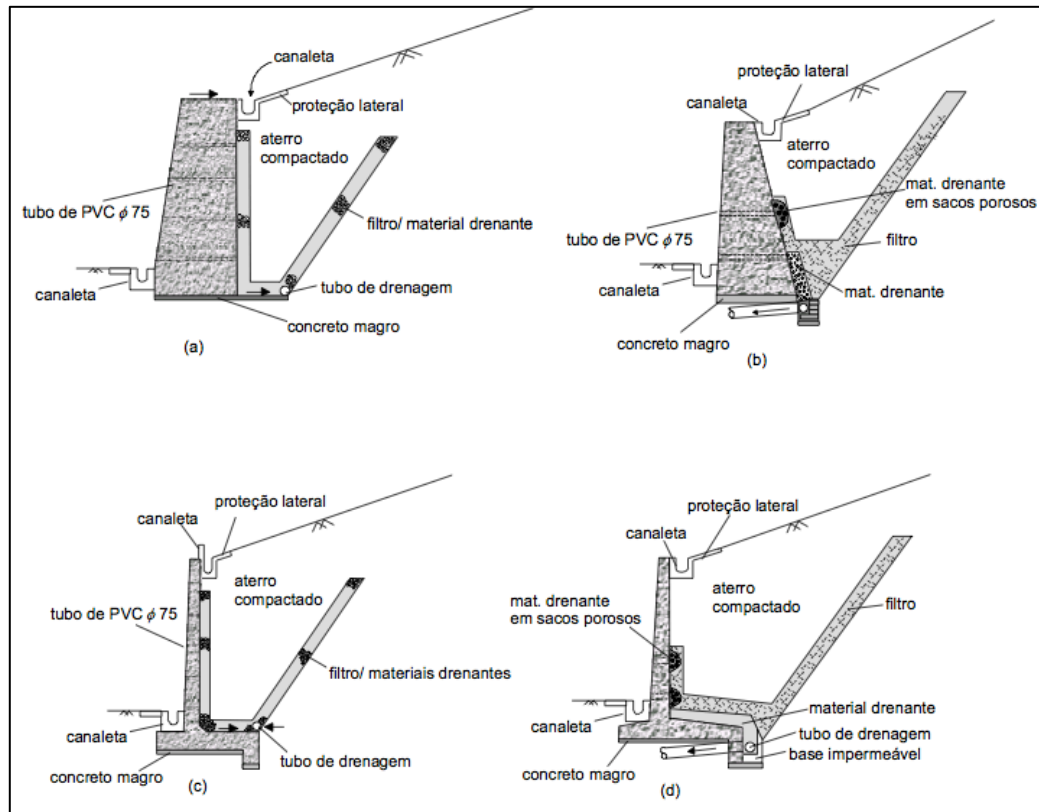


Figura 7.8 – Sistema de drenagem, com dreno inclinado [32]

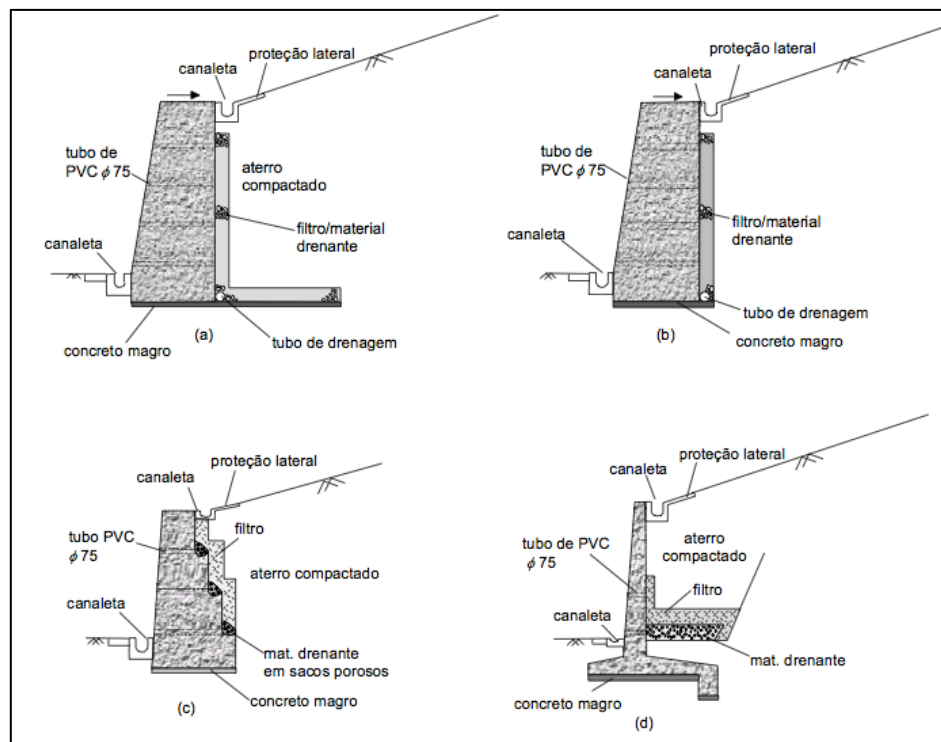


Figura 7.9 – Sistema de drenagem, com dreno vertical [32]



Figura 7.10 – Exemplo de sistemas de drenagem em encontros [6]

Mostra-se na Figura 7.11 um sistema de drenagem típico de um encontro do tipo cofre. Como é possível verificar pela figura, o sistema de drenagem constituído por tubos de pvc percorre o encontro e faz a evacuação da água na zona frontal do encontro, mais concretamente no muro de testa. Em casos de muros ala ou avenida de comprimento médio a longo ( $\geq 5$  m) é aconselhável introduzir sistemas de drenagem do mesmo tipo ao longo desses muros. Em geral, um espaçamento de 4 a 5 m entre tubos de drenagem é suficiente.

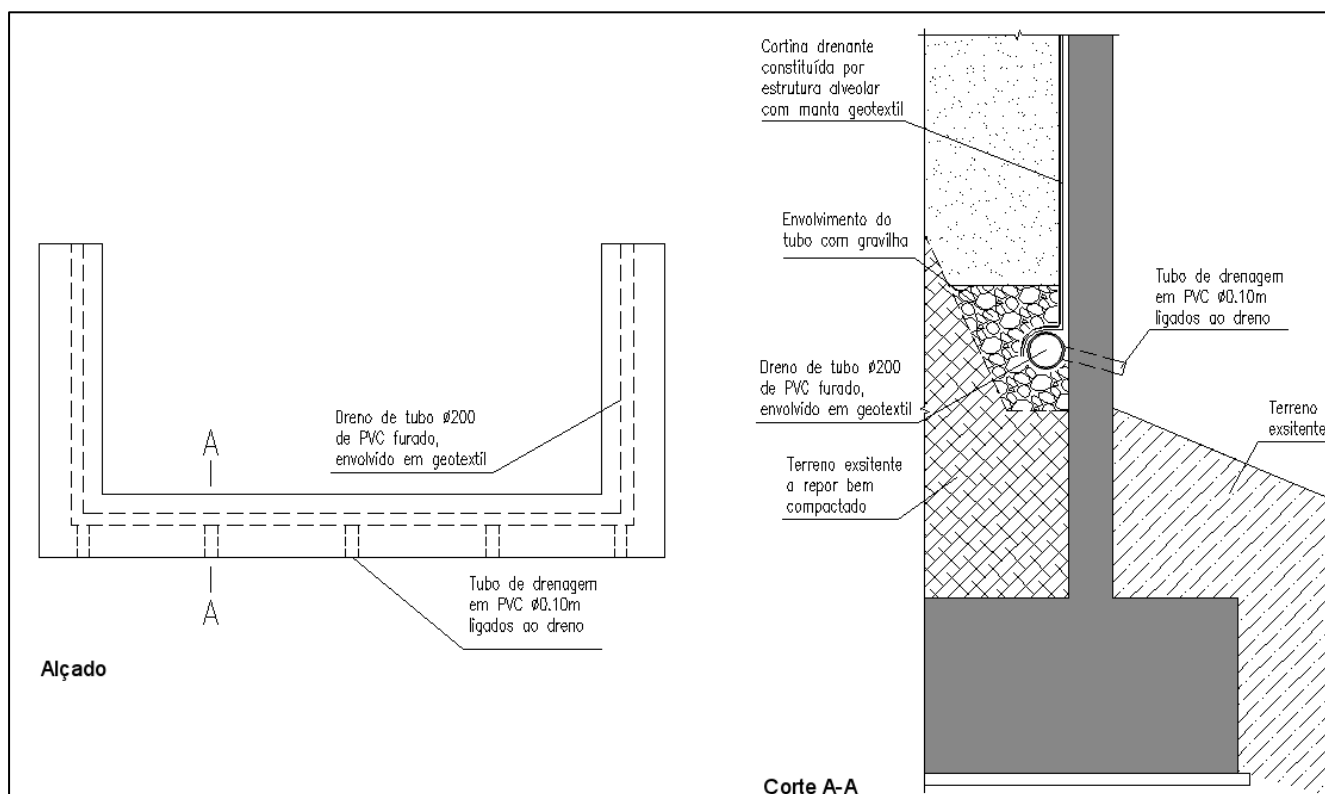


Figura 7.11 – Sistema de drenagem de um encontro (planta)

## 8. ANÁLISE ESTRUTURAL DE UM CASO PRÁTICO

### 8.1. Considerações gerais

Neste capítulo é feita a análise estrutural de um encontro do tipo cofre com contrafortes. O presente caso de estudo são aplicados as normas e as metodologias apresentadas nos capítulos anteriores.

### 8.2. Descrição da estrutura em análise

O encontro em estudo é do tipo cofre e possui dois muros de avenida com comprimento de 14.00 m, e um muro de testa com 15.06 m e uma altura de 10 m. Existem três gigantes, uma viga de estribo com uma altura de 1,20 m e o espelho de altura de 3,55 m. Os muros de avenida e o muro de testa possuem uma espessura 0,50 m. Cada um dos muros avenida possui 3 contrafortes com uma altura de 7.70 m, comprimento de 2.50 m e com uma espessura de 0.50 m, enquanto que o muro de testa é auxiliado por 3 gigantes, com uma altura de 5.25 m, comprimento de 3.50 m e com uma espessura de 0.50 m, tal como se pode observar pela Figura 8.1, Figura 8.2 e Figura 8.3. O encontro é suportado por uma sapata quadrada de dimensões 16.06×15.50, e com 1.40 m de espessura. Na Figura 8.4 ilustra-se o encontro em 3D.

Foram admitidas as seguintes características geotécnicas para o aterro a suportar:

- ângulo de atrito interno do aterro e do solo:  $\phi = 35^\circ$ ;
- ângulo do paramento com a vertical:  $\lambda = 0^\circ$ ;
- ângulo do talude superior com a horizontal:  $\beta = 0^\circ$ ;
- ângulo de atrito parede/solo:  $\delta = 23^\circ$ ;
- coesão do solo:  $c = 0 \text{ kPa}$ ;
- peso volúmico do solo:  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ ;
- módulo de deformabilidade do solo:  $E_s = 20000 \text{ kN/m}^2$ ;
- tensão admissível do solo:  $\sigma_{seg} = 400 \text{ kPa}$ ;

Para o solo de fundação foram admitidas as mesmas características geotécnicas expostas anteriormente para o aterro a suportar.

Para o encontro optou-se pela utilização dos materiais representados no Quadro 8.1. No mesmo quadro estão ainda representados os valores resistentes a utilizar no cálculo estrutural.

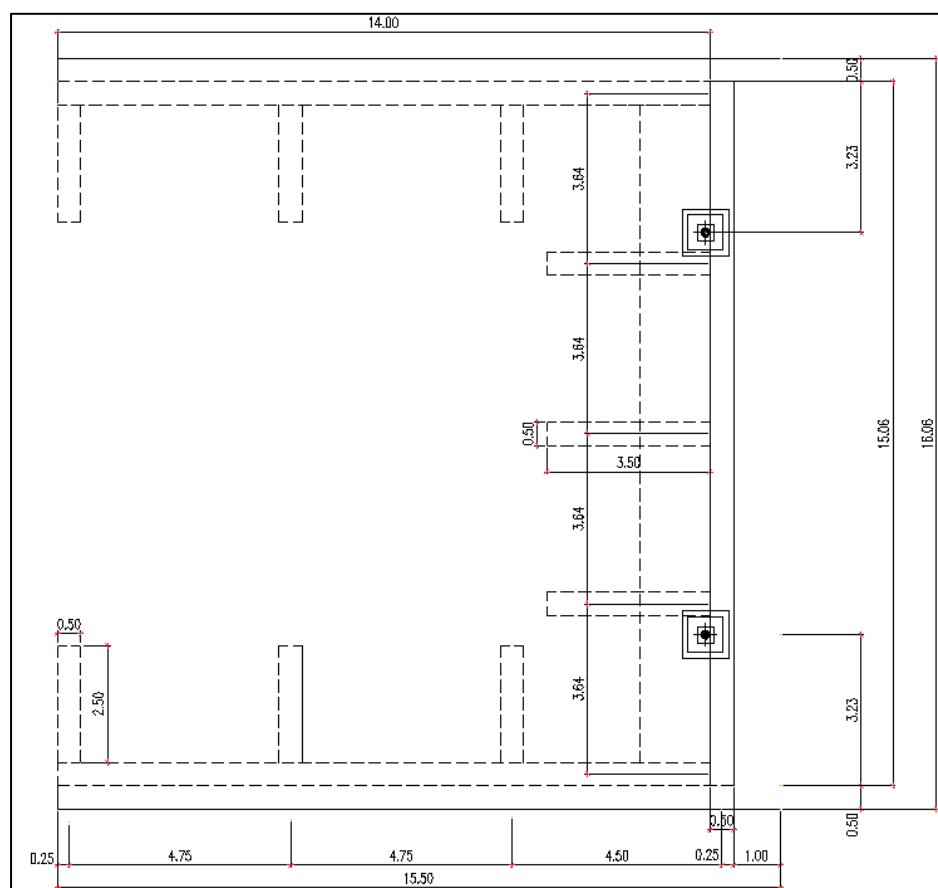


Figura 8.1 – Planta ao nível do tabuleiro [5]

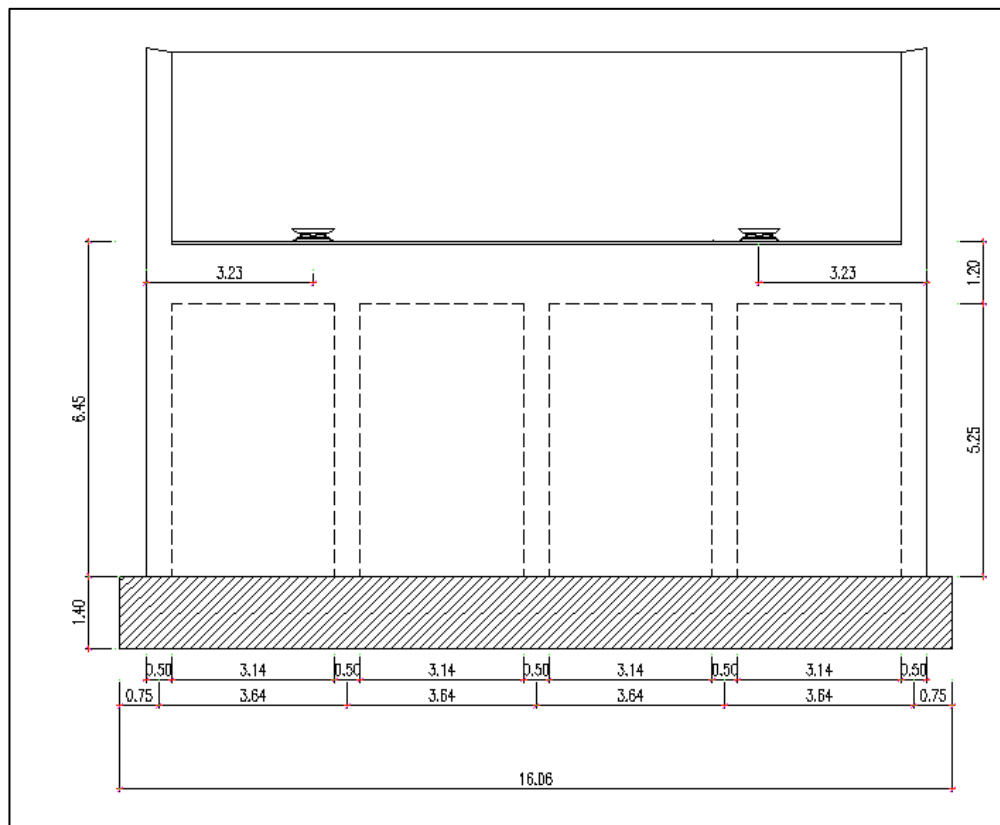


Figura 8.2 – Alçado frontal [5]

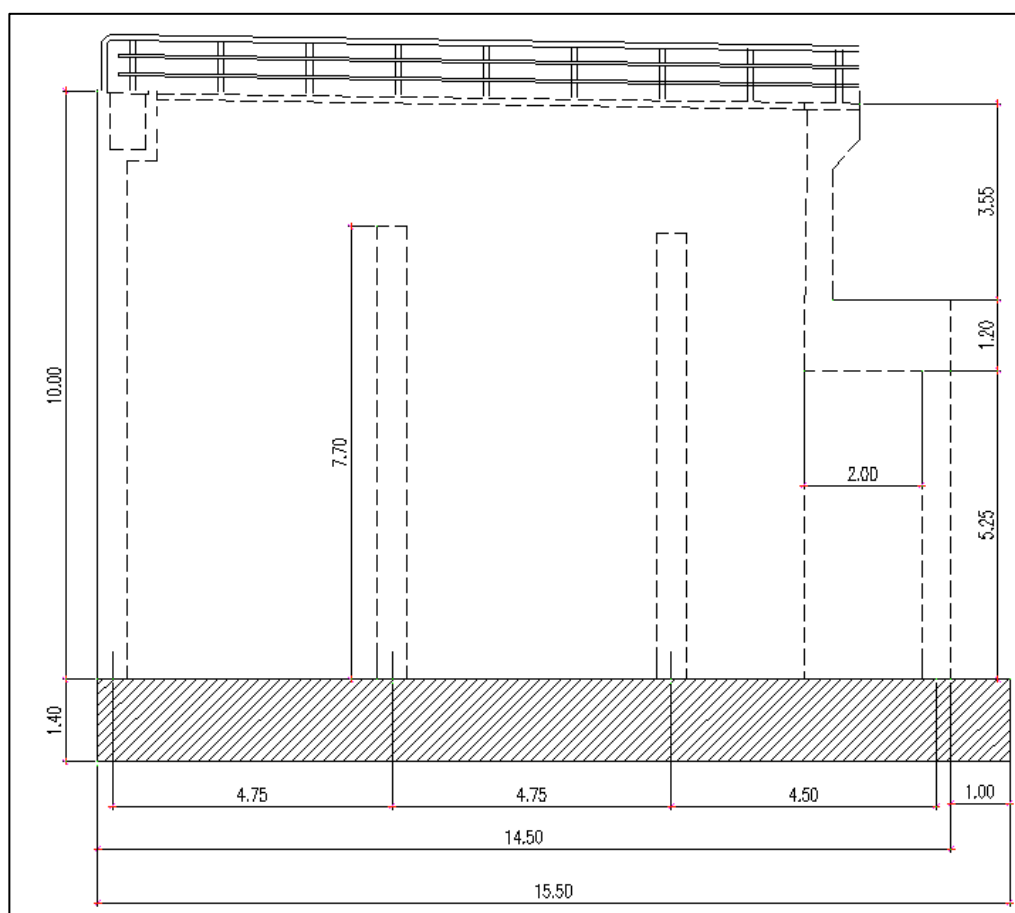


Figura 8.3 – Alçado lateral [5]

Quadro 8.1 – Materiais estruturais usados no encontro em estudo

Betão	C30/37	Aço	A500
fck	30 Mpa	fyk	500 MPa
fcd	20 MPa	fsyd	435 Mpa
fcm	33 MPa	eyd	0,0021
Ecm	33 Gpa	Es	200 Gpa
fctm	2,9 MPa		

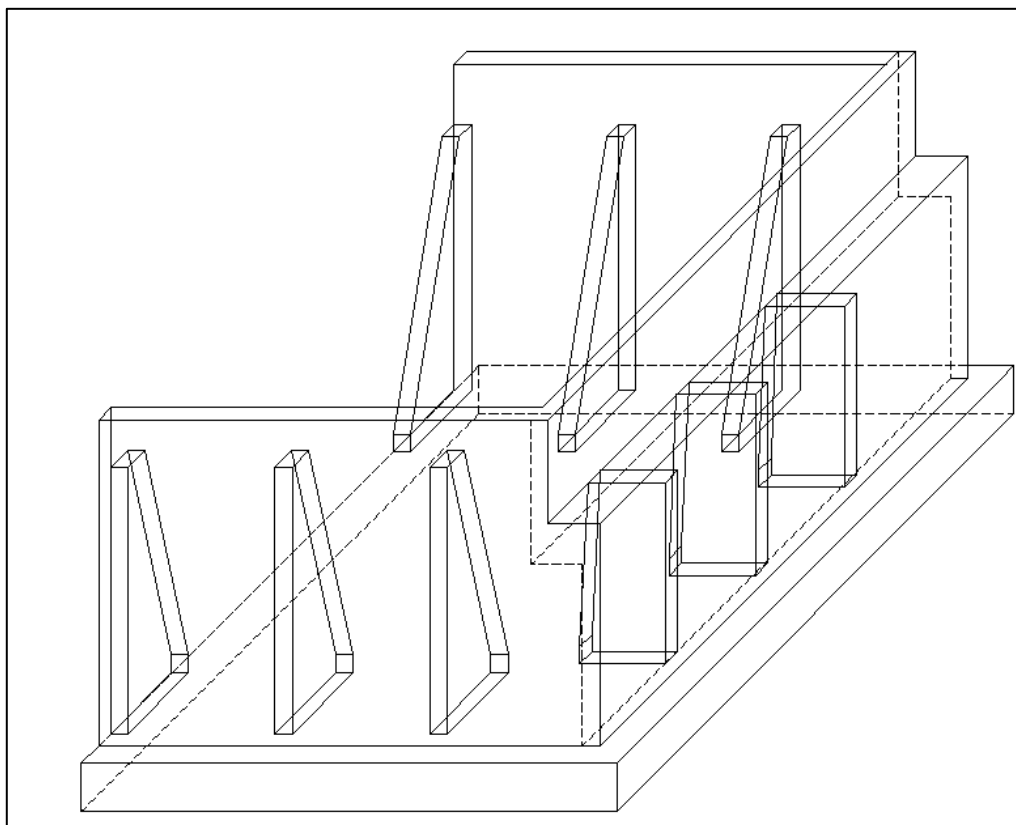


Figura 8.4 – Vista em 3D do encontro do tipo cofre em estudo

### 8.3. Ações de dimensionamento

As ações de dimensionamento sobre o encontro são traduzidas em pressões no solo de acordo com a teoria de Rankine, recorrendo à equação ( 5.15 ). No entanto, para as verificações geotécnicas é utilizado um coeficiente de impulso ativo de Rankine, dado pela equação ( 5.10 ). Enquanto para as verificações estruturais utiliza-se o coeficiente de impulso em repouso, dado por ( 5.5 ). A diferença na utilização de diferentes coeficientes de impulso deve-se ao facto de que para as verificações geotécnicas existe uma necessidade em assumir uma possibilidade movimento da estrutura, enquanto para as verificações estruturais isso não é necessário, matéria abordada no ponto 6.5.5. O cálculo é realizado considerando que não existe deformação ou deslocamento na estrutura aumentando assim a pressão no solo e pelo que foi exposto no ponto 5.4.6 o encontro apresenta um comportamento semelhante ao de uma estrutura de suporte rígida. Em suma, a metodologia de cálculo sugerida encontra-se do lado da segurança.

#### 8.3.1. Ações permanentes

As ações permanentes são expostas de acordo com a secção 5.2.

Como ações permanentes consideram-se:

- peso próprio da estrutura;
- restantes cargas permanentes;
- pressão estática do terreno.

#### **8.3.1.1 Peso próprio da estrutura**

Para a determinação dos pesos próprios das várias componentes da estrutura recorreu-se a equação ( 5.1 ) e ( 5.2 ). Estes são apresentados no Quadro A.1 do APÊNDICE A.

#### **8.3.1.2 Restantes cargas permanentes**

As restantes cargas permanentes são constituídas pelas cargas enunciadas no ponto 5.2.3. Estas são tratadas como uma carga distribuída sobre o encontro e contabilizada na forma de pressão de solo. Os valores de cálculo das restantes cargas permanentes são apresentados no Quadro A.2 do APÊNDICE A.

#### **8.3.1.3 Pressão estática do terreno**

Foi utilizada a teoria de Rankine para calcular o impulso estático do terreno sobre a estrutura. Os valores de cálculo para essa pressão estática são apresentados no Quadro A.3 do APÊNDICE A.

### **8.3.2. Ações variáveis**

As ações permanentes são tratadas de acordo com o esclarecido na secção 5.3.

Como ações variáveis consideram-se:

- sobrecarga devida ao tráfego;
- Força de frenagem no espelho do encontro.

#### **8.3.2.1 Sobrecarga devido ao tráfego**

A sobrecarga devido ao tráfego é tratada como uma carga distribuída sobre o encontro e está distribuída pela área da secção transversal. O cálculo para a sobrecarga é realizado de forma semelhante ao referido no ponto 8.3.1.2. Os valores de cálculo para a sobrecarga devido ao tráfego são apresentados no Quadro A.4 do APÊNDICE A .

#### **8.3.2.2 Força de frenagem**

A força de frenagem é tratada como uma carga pontual, esta é enunciada no Quadro A.9 do APÊNDICE A .



### 8.3.3. Cargas provenientes da ponte

As cargas provenientes da ponte aplicadas ao encontro são as enunciadas no Quadro A.8 do APÊNDICE A .

### 8.3.4. Pressão dinâmica do terreno

O cálculo da pressão dinâmica do terreno é realizado de acordo com o explanado no ponto 5.4. O processo de cálculo é realizado recorrendo aos métodos pseudo-estáticos.

Primeiramente são calculados os coeficientes sísmicos de acordo com a equação ( 5.22 ) e ( 5.23 ) e através destes é calculado o ângulo sísmico, equação ( 5.21 ). Em seguida é calculado o coeficiente de impulso sísmico ativo através da equação ( 5.33 ) e ( 5.32 ) respetivamente. No presente caso de estudo onde o paramento interior é vertical e a superfície do terreno é horizontal é possível utilizar uma versão simplificada da expressão do coeficiente de impulso sísmico ativo, dada pela expressão ( 5.36 ). Por último é calculado o incremento do impulso ativo sísmico de duas formas distintas, no ponto 5.4.4 e 5.4.5. Os valores de cálculo para a pressão dinâmica do terreno são apresentados no Quadro A.10 e os valores dos incrementos do impulso ativo sísmico são apresentados no Quadro A.11 e Quadro A.12.

## 8.4. Modelo numérico

Para o cálculo dos esforços instalados no encontro, elaborou-se um modelo tridimensional de elementos finitos, recorrendo ao programa de cálculo automático SAP2000®.

De forma a simular no programa de elementos finitos os muros de avenida e o muro de testa recorreu-se ao elemento do tipo *shell thin*, visto que em ambos os casos se tratam de lajes finas, demonstrado pela equação ( 6.36 ). Os contrafortes e sapata foram dimensionados como elementos *shell thick*. O modelo foi sujeito às ações referidas no subcapítulo 8.3. No que diz respeito as condições de apoio considerou-se a estrutura como sendo apoiada na base por meio de molas de forma a simular a interação solo/estrutura.

Apresentam-se nas seguintes figuras o modelo reproduzido no programa de cálculo automático.

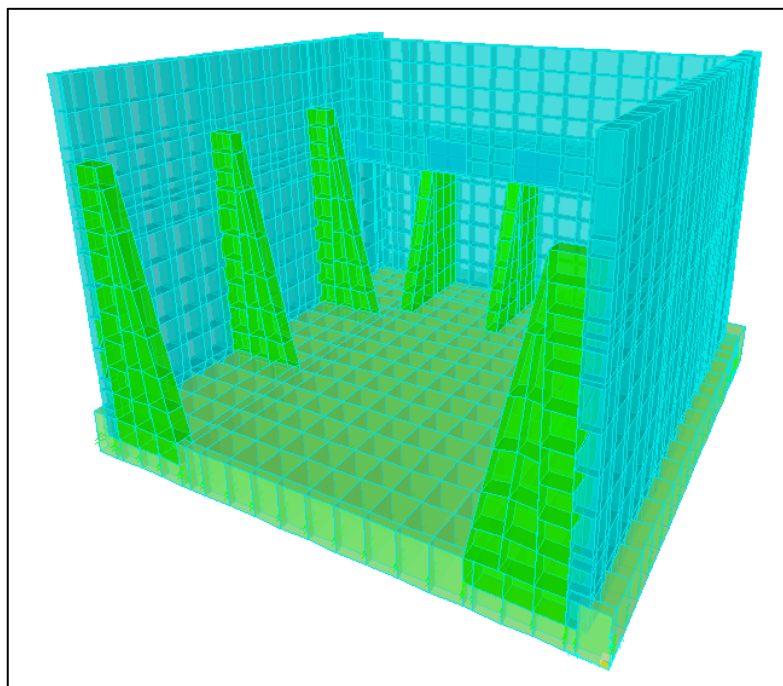


Figura 8.5 – Estrutura em análise – Vista de tardoz

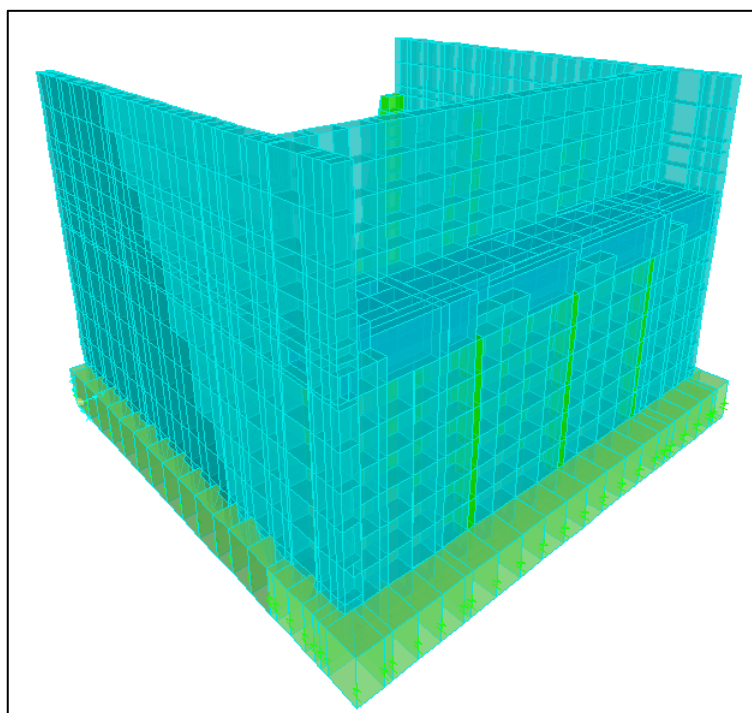


Figura 8.6 - Estrutura em análise – Vista frontal

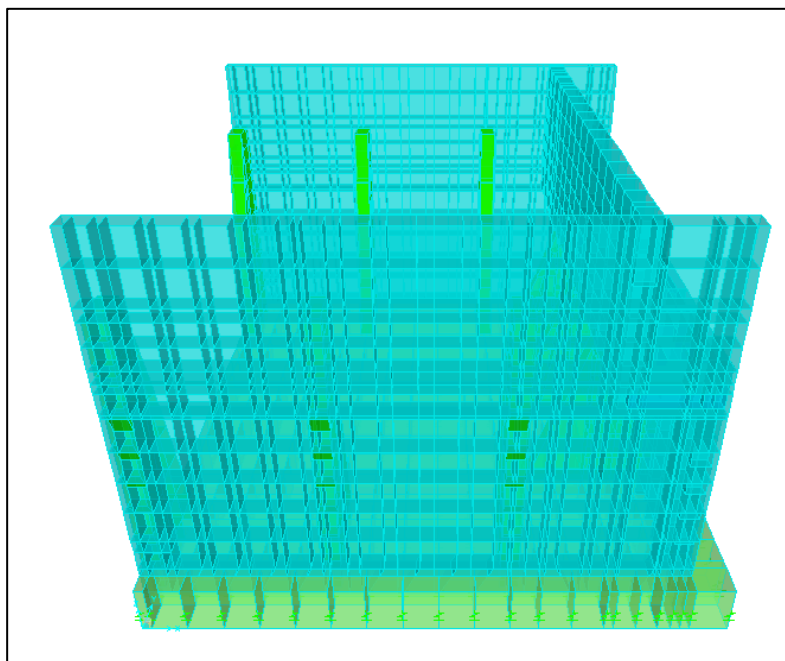


Figura 8.7 - Estrutura em análise – Vista lateral

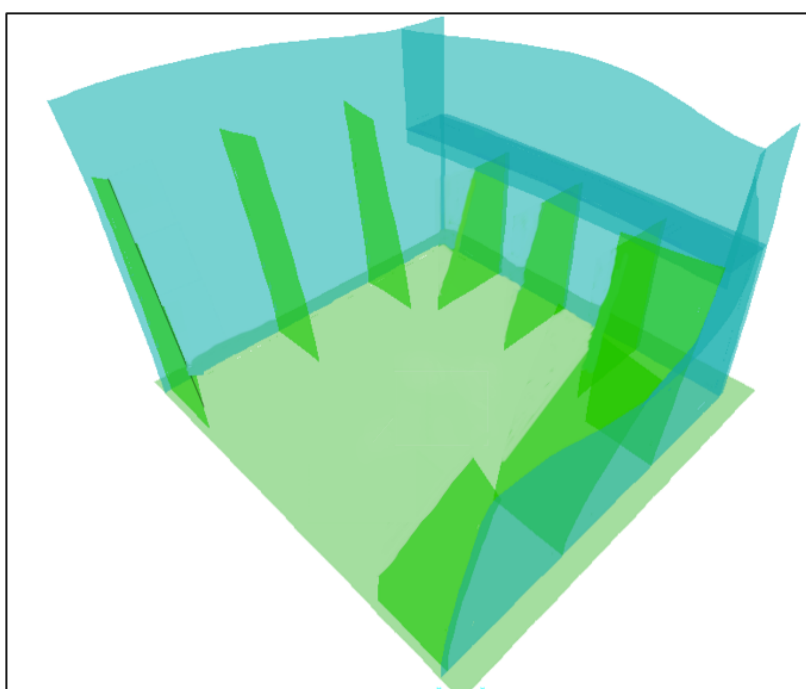


Figura 8.8 – Deformada da estrutura em análise

### 8.5. Verificação da segurança

A verificação da segurança da estrutura do encontro é efetuada de acordo com o capítulo 6 e incide sobre os estados limites últimos e os estados limites de utilização.

### 8.5.1. Estados limites últimos

Relativamente à verificação aos estados limites últimos, estes são repartidos em verificações geotécnicas e estruturais.

#### 8.5.1.1 Verificações Geotécnicas

As verificações geotécnicas a realizar são relativamente ao EQU e GEO de acordo com o ponto 6.5.4.

##### 8.5.1.1.1 EQU

A verificação da estrutura ao estado limite de perda de equilíbrio é realizada de acordo com o ponto 6.5.4.1. Para a estrutura em estudo, as forças intervenientes na verificação são apresentadas no Quadro 8.2, no caso das estabilizantes, e Quadro 8.3 para as desestabilizantes. O cálculo efetuado para a verificação encontra-se no APÊNDICE B.

Quadro 8.2—Ações estabilizantes para o estado EQU (situações de projeto persistente e acidentais ou sísmicas)

Situação de projeto	Ações Estabilizantes	Símbolo	Braço	Momento
Persistente ou transitória	Peso do solo	$w_s$	$x_s$	$w_s x_s$
	Peso do muro testa	$w_{ct}$	$x_{ct}$	$w_{ct} x_{ct}$
	Peso do muro ala	$w_{ca}$	$x_{ca}$	$w_{ca} x_{ca}$
	Peso dos contrafortes pertencentes ao muro testa	$w_{cct}$	$x_{cct}$	$w_{cct} x_{cct}$
	Peso dos contrafortes pertencentes aos muro ala	$w_{cca}$	$x_{cca}$	$w_{cca} x_{cca}$
	Peso da sapata	$w_{ss}$	$B/2$	$w_{ss} B/2$
	Força horizontal proveniente da ponte	$F_{p,h}$	$y_p$	$F_{p,h} y_p$
	Força vertical proveniente da ponte	$F_{p,v}$	$x_p$	$F_{p,v} x_p$
Sísmica	Peso do solo	$(1 \pm k_v)w_s$	$x_s$	$(1 \pm k_v)w_s x_s$
	Peso do muro testa	$(1 \pm k_v)w_{ct}$	$x_{ct}$	$(1 \pm k_v)w_{ct} x_{ct}$
	Peso do muro ala	$(1 \pm k_v)w_{ca}$	$x_{ca}$	$(1 \pm k_v)w_{ca} x_{ca}$
	Peso dos contrafortes pertencentes	$(1 \pm k_v)w_{cct}$	$x_{cct}$	$(1 \pm k_v)w_{cct} x_{cct}$

	centes ao muro testa			
	Peso dos contrafortes pertencentes aos muro ala	$(1 \pm k_v)w_{cca}$	$x_{cca}$	$(1 \pm k_v)w_{cca}x_{cca}$
	Peso da sapata	$(1 \pm k_v)w_{ss}$	$B/2$	$(1 \pm k_v)w_{ss}B/2$
	Força de inércia do peso do solo	$k_h w_s$	$y_s$	$k_h w_s y_s$
	Força de inércia do Peso do muro testa	$k_h w_{ct}$	$y_{ct}$	$(-)k_h w_{ct} y_{ct}$
	Força de inércia do Peso do muro ala	$k_h w_{ca}$	$y_{ca}$	$(-)k_h w_{ca} y_{ca}$
	Forças de inércias dos contrafortes pertencentes ao muro testa	$k_h w_{cct}$	$y_{cct}$	$(-)k_h w_{cct} y_{cct}$
	Forças de inércias dos contrafortes pertencentes ao muro ala	$k_h w_{cca}$	$y_{cca}$	$(-)k_h w_{cca} y_{cca}$
	Força de inércia do peso da sapata	$k_h w_{ss}$	$y_{ss}$	$(-)k_h w_{ss} y_{ss}$
	Força horizontal proveniente da ponte	$F_{p,h}$	$y_p$	$F_{p,h} y_p$
	Força vertical proveniente da ponte	$F_{p,v}$	$x_p$	$F_{p,v} x_p$

Quadro 8.3 - Ações desestabilizantes para o estado EQU (situações de projeto persistente e acidentais ou sísmicas)

Situação de projeto	Ações desestabilizantes	Símbolo	Braço	Momento
Persistente ou transitória	Impulso ativo (componente horizontal)	$I_{ah}$	$y_{ah}$	$I_{ah} y_{ah}$
	Impulso devido as RCP (componente horizontal)	$I_{g2h}$	$y_q$	$I_{g2h} y_q$
	Sobrecarga devido ao tráfego (componente horizontal)	$I_{q1h}$	$y_q$	$I_{q1h} y_q$
	Força de Frenagem	$F_r$	$y_p$	$F_r y_p$
Sísmica	Impulso ativo sísmico (componente horizontal)	$I_{ash}$	$y_{ah}$	$I_{ah} y_{ah}$
	Acréscimo de Impulso ativo	$\Delta I_{ash}$	$y_{\Delta ah}$	$\Delta I_{ah} y_{\Delta ah}$

	sísmico (componente horizontal)			
	Impulso devido as RCP (componente horizontal)	$I_{g2h}$	$y_q$	$I_{g2h}y_q$
	Sobrecarga devido ao tráfego (componente horizontal)	$I_{q1h}$	$y_q$	$I_{q1h}y_q$
	Força de Frenagem	$F_r$	$y_p$	$F_r y_p$

#### 8.5.1.1.2 GEO

A verificação ao estado limite GEO é dividido em segurança à rotura por deslizamento e por segurança à rotura por insuficiência da capacidade resistente ao carregamento do solo subjacente à base. Estas verificações são realizadas de acordo com os 6.5.4.2.1 e 6.5.4.2.2, respetivamente. Para a estrutura em estudo os valores são apresentados no APÊNDICE C , nos pontos C.i e C.ii.

#### 8.5.1.2 Verificações Estruturais

As verificações estruturais realizam-se para os elementos que constituem o encontro de forma individualizada. No entanto a viga de estribo e o espelho, tratando-se de subestruturas pertencentes ao muro de testa, realizam-se as verificações integradas no muro de testa. As verificações são efetuadas para um dos muros avenida, tendo em conta a simetria da estrutura, o mesmo acontece para um dos contrafortes do muro de avenida e para os gigantes. São também realizadas as verificações para a sapata.

As verificações estruturais encontram-se representadas no APÊNDICE D .

Os esforços instalados no muro de testa e no muro de avenida são retirados do programa de cálculo automático, de acordo com a Figura 8.9. Para o caso da sapata, dos gigantes e dos contrafortes, os esforços são retirados de forma análoga.

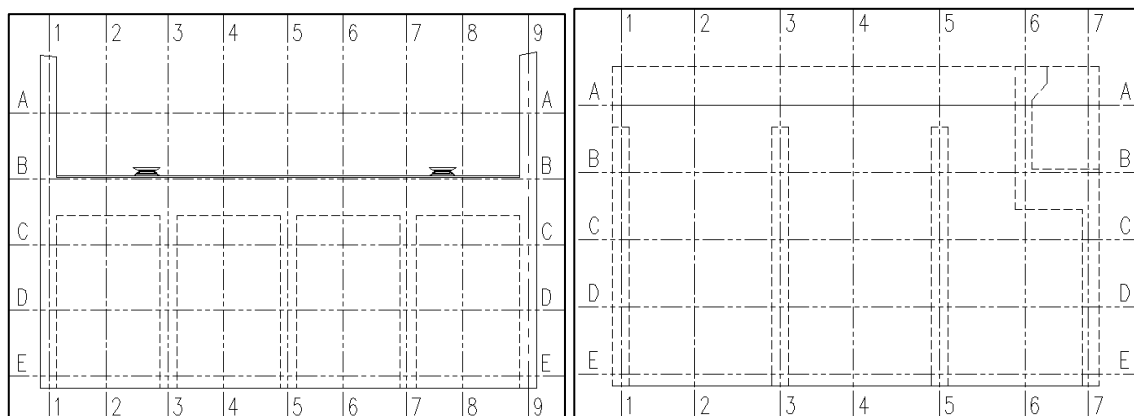


Figura 8.9 – Malha ilustrativo dos pontos para retirar os esforços

### 8.5.2. Estados limites de utilização

Os estados limites de utilização à verificar são:

- limitação das tensões;
- fendilhação;
- deformação.

#### 8.5.2.1 Limitação das tensões

As tensões de compressão e de tração nos elementos constituintes da estrutura são limitados de acordo com o ponto 6.4.2.

Para a combinação característica representada pela equação ( 6.14 ) a tensão máxima no betão, calculada de acordo com a inequação ( 6.17 ), é limitada por:

$$\sigma_c \leq 0,6 \times 30 = 18 \text{ [Mpa]} \quad (8.1)$$

Ainda para a combinação característica, a tensão de tração máxima na armadura, calculada de acordo com a inequação ( 6.19 ), é limitada por:

$$\sigma_s \leq 0,8 \times 500 = 400 \text{ [Mpa]} \quad (8.2)$$

Note-se que a fluência no betão é considerada como linear caso se verifique a inequação ( 6.18 ).

$$\sigma_c \leq 0,45 \times 30 = 13,50 \text{ [Mpa]} \quad (8.3)$$

### 8.5.2.2 Fendilhação

O estado limite de fendilhação na estrutura em estudo é efetuado de acordo com o explicado no ponto 6.4.4.

Para garantir o controlo de fendilhação adequado, a tensão para a combinação quase permanente é limitada da seguinte forma:

- Para o caso dos muros de avenida, em que se verifique apenas flexão:

$$\sigma_{qp} = \frac{M}{I} v = \frac{6M}{bh^2} \leq f_{ctm} = 2,9 [Mpa] \quad (8.4)$$

- Para o caso do muro de testa, em que se verifique a existência de flexão composta com compressão:

$$\sigma_{qp} = -\frac{N}{A} + \frac{M}{I} v = -\frac{N}{bh} + \frac{6M}{bh^2} \leq f_{ctm} = 2,9 [Mpa] \quad (8.5)$$

Para todos os elementos constituintes do encontro utilizaram-se armaduras superiores à armadura mínima para limitar a fendilhação através da equação ( 8.6 ).

$$A_{s,min} = \frac{k k_c f_{ct,eff} A_c}{\sigma_s} = \frac{1,0,4,2,9,1,0,5/2}{500} = 5,8 [cm^2/m] \quad (8.6)$$

### 8.5.2.3 Deformação

O controlo da deformação na estrutura é realizado simplificadamente de acordo com o ponto 6.4.5 recorrendo as equações ( 6.23 ) e ( 6.24 ).

Apresentam-se seguidamente os valores de cálculo:

$$f_{ck} = 30 [Mpa];$$

$$K = 1,2 \text{ (valor retirado do Quadro 7.4N [23])};$$

$$\rho_0 = \sqrt{f_{ck}} \times 10^{-3} = \sqrt{30} \times 10^{-3} = 0,55\%;$$

$$\rho = 0,35\% (\emptyset 12/0,15)$$

$$L_{menor} = 3 \text{ a } 5 [m]$$

O  $L_{menor}$  representa o espaçamento entre contrafortes ou gigantes, e o adota-se para fins de cálculo um  $L_{menor} = 5$  m, visto se tratar do caso mais condicionante. Segundo o EC2, Quadro



7.4N [23]: Para lajes armadas em duas direções, a verificação deverá ser efetuada em relação ao menor vão.

Para valores de  $\rho_0 > \rho$ , a equação utilizada é ( 6.23 ). Substituindo os valores de cálculo na equação indicada tem-se:

$$\frac{5}{d} = 1,2 \left[ 11 + 1,5\sqrt{30} \frac{0,55}{0,35} + 3,2\sqrt{30} \left( \frac{0,55}{0,35} - 1 \right)^{3/2} \right] \Rightarrow d = \frac{5}{37,56} \Rightarrow d \geq 0,13 [m]$$

Tendo em conta que o  $d$  em toda a estrutura é superior a 0,13 o controlo da deformação é verificado. Com maior vigor, este estado limite de deformação pode ser avaliado com base num modelo de elementos finitos.

### **8.5.3. Pormenorização do caso prático**

Realizadas todas as verificações necessárias, foram pormenorizados os elementos que constituem o encontro do tipo cofre. A pormenorização das armaduras são apresentadas no APÊNDICE E .



## 9. CONCLUSÕES

### 9.1. Conclusões

No presente capítulo resume-se as principais conclusões do trabalho desenvolvido e indicam-se possíveis desenvolvimentos futuros.

O contributo da presente dissertação consiste na apresentação de propostas de dimensionamento e de análise de encontros do tipo cofre em betão armado, bem como enquadrar e justificar a opção por este tipo de elementos no contexto das diversas tipologias de encontros que é possível utilizar em obras de arte. Em particular, estabelecem-se os primeiros condicionamentos que exigem a opção pela aplicação deste tipo de estruturas.

O principal objetivo dos encontros do tipo cofre é de garantir o suporte das cargas provenientes da ponte e de realizar uma adequada contenção do solo no tardo, solucionando ainda os condicionamentos locais existentes que justificam a sua utilização. Sabendo que este tipo de encontros apresenta um custo superior aos tradicionais encontros do tipo perdido, a sua utilização deverá ser devidamente justificada em face dos condicionamentos rodoviários, hidráulicos ou de outros condicionamentos que suportem a opção por estes elementos.

Um dos principais propósitos do estudo efetuado é a realização do dimensionamento estático e dinâmico do encontro. Da análise das ações envolvidas no dimensionamento, conclui-se que as ações relacionadas com os impulsos estáticos e dinâmicos assumem particular relevo. Para o caso das pressões dinâmicas, o cálculo foi efetuado através de métodos pseudo-estáticos, de acordo com o exposto no capítulo 5. Estes métodos pseudo-estáticos são bastante utilizados na prática de análise dinâmica, tratam-se de métodos simplificados de dimensionamento sísmico, baseados em hipóteses simplificativas. A estrutura em estudo tem um comportamento semelhante ao de uma estrutura de suporte rígida, como foi enunciado no ponto 5.4.6, pelo que dificilmente se movimenta o suficiente para que se instale no terreno suportado a resistência total ao corte ao longo da superfície potencial de deslizamento. A utilização de formulações teóricas assentes em hipóteses mais exactas, em detrimento das hipóteses simplificadas adotadas na análise, está fora do âmbito da presente dissertação. Uma alternativa ao cálculo das pressões sísmicas pelos métodos pseudo-estáticos seria efetuar o cálculo através dos métodos elásticos, como por exemplo o Método de Wood, não abordado na presente dissertação. No entanto, note-se que o cálculo das pressões dinâmicas também foi efetuado através do método presente no NP EN 1998-5:2010, para estruturas com deslocamentos condicionados.

Realizou-se um dimensionamento de um encontro do tipo cofre desenvolvido no capítulo 8, com auxílio de um software comercial apropriado para o efeito e calcularam-se os resultados

recorrendo a programação de várias folhas de Excel. As dimensões gerais da estrutura e a sua pormenorização foi realizada através de software específico de desenho.

Analisaram-se os resultados obtidos indicaram-se as principais conclusões.

A estrutura em estudo foi verificada para os Estados Limites Últimos e Estados Limites de Utilização. Os ELU foram ainda divididos em verificações geotécnicas e estruturais. No que diz respeito às verificações geotécnicas é difícil realçar o estado limite mais condicionante, pois as verificações são cumpridas por uma grande margem, por outras palavras, as ações estabilizantes são largamente superiores as desestabilizantes. O motivo para tal justifica-se pelas dimensões excessivas da sapata que constitui o encontro. Tendo em conta as dimensões da sapata, a globalidade da estrutura torna-se ainda mais rígida, e com a contribuição favorável dos pesos próprios que justificam que as verificações geotécnicas sejam facilmente validadas para o caso em estudo. No entanto, este aspeto pode não se registar para a maioria dos casos. A situação de projeto que apresenta os resultados condicionantes é a que envolve o sismo, para a situação em que se tem um coeficiente sísmico vertical positivo.

Em geral, conclui-se que os critérios de pré-dimensionamento utilizados para muros de suporte podem ser aplicáveis aos muros de avenida dos encontros do tipo cofre, uma vez que o seu comportamento é similar. A definição prévia das dimensões e espessuras dos diversos elementos constituintes costumam, em geral, sofrer poucas alterações relativamente à dimensão final preconizado no projeto, com a garantia do cumprimento dos estados limites últimos e de utilização.

No que diz respeito ao muro de testa, sujeito às ações dos impulsos e reações do tabuleiro, existe na bibliografia informações relativa ao seu pré-dimensionamento, tendo-se concluído também que as dimensões preconizadas para os seus elementos se enquadra na verificação dos estados limites referidos.

## **9.2. Desenvolvimentos Futuros**

Conclui-se que existe uma falta de regulamentação específica para encontros do tipo cofre, onde geralmente os métodos de verificação são métodos adaptados de outras estruturas de contenção, que consideram de forma simplificada os diversos factores determinantes para o dimensionamento em particular dos sísmicos.

Note-se ainda que existem poucos estudos publicados na bibliografia da especialidade, o que dificulta a análise deste tipo de estruturas.

Como desenvolvimento futuro, sugere-se a criação de um modelo físico, para ensaios em centrífugadora para a determinação dos impulsos devidos à ação sísmica e para seja possível uma avaliação correta do comportamento deste tipo de estrutura a nível geotécnico. Uma avaliação mais adequada destes impulsos na estrutura poderá permitir uma melhor compreensão do compor-

tamento e uma eventual otimização da estrutura tanto a nível de espessuras de paredes como de contrafortes.



## 10. BIBLIOGRAFIA

- [1] Reis, A. *Folhas da Disciplina de Pontes*. Lisboa, Portugal: Instituto Superior Técnico, 2006.
- [2] English Heritage. [Online]. [trafego.english-heritage.org.uk](http://trafego.english-heritage.org.uk)
- [3] Taylor, Rabun. *Tiber river bridges and the development of the ancient city of Rome*. The Waters of Rome: Number 2, 2002.
- [4] Arch Bridge – Design Technology. [Online]: [trafego.design-technology.org/archbridges.htm](http://trafego.design-technology.org/archbridges.htm)
- [5] Estradas de Portugal S.A. *Elementos de projetos fornecidos no âmbito da tese*.
- [6] U.S. Department Of Transportation. *Bridge Inspection Reference Manual*. 2006. Federal Highway Administration, Volume 1, 2002.
- [7] Bridge Aesthetics. [online]. [trafego.bridgeaesthetics.org](http://trafego.bridgeaesthetics.org)
- [8] [Online]. [http://en.wikipedia.org/wiki/Rialto\\_Bridge](http://en.wikipedia.org/wiki/Rialto_Bridge)
- [9] [Online]. [commons.wikimedia.org/wiki/File:Old\\_London\\_Bridge\\_abutments.JPG](http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Old_London_Bridge_abutments.JPG)
- [10] Wahls, Harvey E. *Design and Construction of Bridge Approaches*. National Cooperative Highway Research Program, Synthesis of Highway Practice.
- [11] Gama, David Miguel. *Pontes Integrais de Betão*. Dissertação para obtenção do grau de mestre, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 2012.
- [12] Fernandes, Manuel de Matos. *Mecânica dos solos – Introdução à Engenharia Geotécnica*. Volume 2, FEUP edições, 2011.
- [13] Guerra, Nuno. *Análise de Estruturas Geotécnicas*. Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Engenharia, 2012.
- [14] Comité Europeu de Normalização. *Eurocódigo 7 - Projecto Geotécnico, Parte 1: Regras gerais*. Portugal: Instituto Português da Qualidade, 2010.
- [15] Acções sísmicas sobre estruturas de suporte. Pós-Graduação em Geotecnia para Engenharia Civil. Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Engenharia, [Online]. [www2.dec.fct.unl.pt/~teresa/ImpulsosSismicos](http://www2.dec.fct.unl.pt/~teresa/ImpulsosSismicos)
- [16] Comité Europeu de Normalização. *Eucódigo 8 - Projecto de estruturas para resistência aos sismos, Parte 5: Fundações, estruturas de suporte e aspectos geotécnicos*. Portugal: Instituto Português da Qualidade, 2010.

- [17] Comité Europeu de Normalização. *Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para resistência aos sismos, Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*. Portugal: Instituto Português da Qualidade, 2010.
- [18] Porto Editora. RSA: Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes. *Decreto - lei nº 235/83. 31 de Maio*. Portugal: Instituto Português da Qualidade.
- [19] Veludo, João e Monteiro, Eduardo. *Determinação do Impulso Sísmico sobre Estruturas de Suporte com Deslocamentos Condicionados*. Projecto de Edifícios.
- [20] Lew, Marshall, et al. *Seismic Earth Pressures on Deep Builing Basements*. Structural Engineers Association, California, 2010.
- [21] Ostadan, Farhang. *Seismic soil pressure for buliding walls – An updated approach*. Bechtel Technology Journal, 2008.
- [22] Maleki, S and Mahjoubi,S. *A New Approach for Estimating the Seismic Soil Pressure on Retaining Walls*. Sharif Univertsity of Technology, Vol.17, Nº4, pp. 273-284, Tehran, 2010.
- [23] Comité Europeu de Normalização. *Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. Portugal: Instituto Português da Qualidade, 2010.
- [24] Vinevala, Quintino Jackson. *Programa de cálculo de muros de suporte de terras em betão armado*. Dissertação para obtenção do grau de mestre, Universidade de Aveiro, Aveiro, 2011.
- [25] Appleton, Júlio e Marchão, Carla. *Folhas de Apoio às Aulas de Estruturas de Betão Armado I*. Instituto Superior Técnico, Ed. Lisboa, Portugal, 2010.
- [26] Bowles, Joseph E. *Foundation analysis and design*, 5th ed. New York, The McGraw-Hill Companies (McGraw-Hill International Editions: Civil Engineering Series). 1997.
- [27] Lúcio, Válder. *Estruturas de Betão I: Apontamentos de Apoio às aulas*. Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, 2009.
- [28] ALVA, Gerson M. *Projecto Estrutural de Sapatas*. Universidade Federal de Santa Maria, 2007.
- [29] Santos, Jaime. *Elementos Teóricos da Disciplina de Obras Geotécnicas. Fundações por Estacas: Acções Verticais*. Lisboa. Instituto Superior Técnico, Portugal, 2008.
- [30] Mekkawy, Mohamed M., et al. *Simple Design Alternatives to Improve Drainage and Reduce Erosion at Bridge Abutments*. Iowa State University, 2005.
- [31] Oerter, Ashley. *Large Scale Testing of Bridge Abutment Backfill Soil*. University of California. 2010.



- [32] Gerscovich, Denise. *Estruturas de Contenção, Muros de Arrimo*. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia, Departamento de Estruturas e Fundações.



## APÊNDICE A AÇÕES DE DIMENSIONAMENTO

Quadro A.1 – Pesos próprios distribuídos por metro e pontuais dos vários elementos que compõem a estrutura

Pesos próprios dos vários elementos da estrutura							
Comprimentos	Solo no tardo	Muro Testa	Muros Ala	Gigantes (MT)	Gigantes (MA)	Sapata	Unidades
L=	14	15,06	14	3,5	2,5	15,5	[m]
b=	14,06	0,5	0,5	0,5	0,5	16,06	[m]
tráfego=	10	6,45	10	5,25	7,7	1,4	[m]
TRÁFEGO=	39368	80,625	125	65,625	96,25	562,1	[kN/m]
TRÁFEGO=	110702816	6500,390625	15625	4306,640625	9264,0625	315956,41	[kN]

### A.i Ações de dimensionamento – Verificações estruturais

Quadro A.2 – Ações de dimensionamento devido as restantes cargas permanentes -  $K_o$

Restantes Cargas Permanentes					
RCP1=	4,000	[kN/m <sup>2</sup> ]	RCP2=	50,000	[kN/m]
			RCP2/L=	3,226	[kN/m <sup>2</sup> ]
σh=	2,122	[kN/m]	σh=	1,711	[kN/m]
la=	21,221	[kN]	la=	17,114	[kN]

Quadro A.3 – Ações de dimensionamento devido pressão estática do terreno -  $K_o$

Impulso lateral permanente do solo		
σh=	106,106	[kN/m]
la=	530,528	[kN]

Quadro A.4 – Ações de dimensionamento devido à sobrecarga devido ao tráfego -  $K_o$

Sobrecarga devido ao tráfego		
SC=	10,000	[kN/m <sup>2</sup> ]
σh=	5,305	
la=	53,053	[kN]

### A.ii Ações de dimensionamento - Verificações geotécnicas

Quadro A.5 - Ações de dimensionamento devido as restantes cargas permanentes -  $K_a$

Restantes Cargas Permanentes					
RCP1=	4,000	[kN/m <sup>2</sup> ]	RCP2=	50,000	[kN/m]
			RCP2/L=	3,226	[kN/m <sup>2</sup> ]

$\sigma_h =$	1,276	[kN/m]	$\sigma_h =$	1,029	[kN/m]
$I_a =$	14,44	[kN]	$I_a =$	11,65	[kN]

Quadro A.6 - Ações de dimensionamento devido pressão estática do terreno -  $K_a$ 

Impulso lateral permanente do solo		
$\sigma_h =$	63,786	[kN/m]
$I_a =$	361,033	[kN]

Quadro A.7 - Ações de dimensionamento devido à sobrecarga devido ao tráfego -  $K_a$ 

Sobrecarga devido ao tráfego		
SC=	10,000	[kN/m <sup>2</sup> ]
$\sigma_h =$	3,189	
$I_a =$	36,103	[kN]

### A.iii Ações de dimensionamento – Verificações estruturais e geotécnicas

Quadro A.8 – Cargas provenientes da ponte

Ações da ponte		
$F_{p, \text{tráfego}} =$	150	[kN]
$F_{p, v} =$	5000	[kN]
$F_{p, z} =$	1000	[kN]

Quadro A.9 – Força de frenagem

Força de frenagem		
$F_r =$	30	[kN/m]

Quadro A.10 - Ações de dimensionamento devido pressão dinâmica do terreno

Ação Sísmica		
	Tipo 1	Tipo 2
$k_h =$	0,218	0,213
Eq. (5.58) com + $k_v$	VERDADEIRO	VERDADEIRO
Eq. (5.58) com - $k_v$	VERDADEIRO	VERDADEIRO
+ $k_v =$	0,073	0,071
$\theta =$	0,200	0,196
Eq. (5.57)	VERDADEIRO	VERDADEIRO
- $k_v =$	-0,073	-0,071
$\theta =$	0,230	0,225
Eq. (5.57)	VERDADEIRO	VERDADEIRO
$K_{as} =$	0,494	0,489
	0,532	0,524

$\sigma_h =$	98,718 106,315	97,735 104,864
$l_{as} =$	493,588 531,575	488,673 524,319

Quadro A.11 – Incremento de impulso sísmico pelo método de Mononobe-Okabe

Incremento de impulso sísmico pelo método MO		
$\Delta K_{as} =$	0,210 0,174	0,204 0,308
$\sigma_h =$	42,088 34,821	40,871 61,620
$\Delta l_{as} =$	210,441 174,103	204,354 308,100
$\sigma_{htotal} =$	140,806 141,136	139,588 167,935
$l_{total} =$	704,028 705,678	697,942 839,675

Quadro A.12 – Incremento do impulso sísmico EC 8

Incremento de impulso sísmico pelo EC8	
$\Delta l_{as} =$	435,000
$\sigma_h =$	87



## APÊNDICE B EQU

Quadro B.13 – Verificação da estabilidade relativamente à perda de equilíbrio para a ação sísmica do tipo I

Momento	Situação de Projeto		
	Persistente	Acidental (+Kv)	Acidental (-Kv)
Estabilizante	372617,457	345398,219	168917,619
Desestabilizante	2334,623	7847,700	8006,486
$\Sigma M_{dst} \leq \Sigma M_{stb}$	VERDADEIRO	VERDADEIRO	VERDADEIRO

Quadro B.14 – Ações estabilizantes para ação sísmica do tipo I

Situação	Ações Estabilizantes	Valor	Braço	FS	Momento
Persistentes ou transitórias	Peso do solo	39368	8,5	0,9	301165,2
	Peso do Muro testa	1214,2125	1,31	0,9	1431,557
	Peso do Muro Ala	229,6875	8,5	0,9	1757,109
	Peso dos contrafortes (MT)	229,6875	3,25	0,9	671,836
	Peso dos contrafortes (MA)	240,625	31,5	0,9	6821,719
	Peso da sapata	8712,55	7,75	0,9	60770,036
	Força da Ponte (Horizontal)	150	7,85	0	0,000
	Força da Ponte (Vertical)	5000	1,6	0	0,000
Acidental/sísmica (+Kv)	Peso do solo	42222,180	8,5	0,9	322999,677
	Peso do Muro testa	1302,243	1,31	0,9	1535,344
	Peso do Muro Ala	246,340	8,5	0,9	1884,500
	Peso dos contrafortes (MT)	246,340	3,25	0,9	720,544
	Peso dos contrafortes (MA)	258,070	31,5	0,9	7316,293
	Peso da sapata	9344,210	7,75	0,9	65175,864
	Força de inércia do solo	-8562,540	6,4	0,9	-49320,230
	Força de inércia do MT	-264,091	4,625	0,9	-1099,280
	Força de inércia MA	-380,625	6,4	0,9	-2192,400
	Força de inércia dos contrafortes (MT)	-49,957	4,025	0,9	-180,969
	Força de inércia dos contrafortes (MA)	-52,336	5,25	0,9	-247,287
	Força de inércia da sapata	-1894,980	0,7	0,9	-1193,837
	Força da Ponte (Horizontal)	150	7,85	0	0,000
	Força da Ponte (Vertical)	5000	1,6	0	0,000
Acidental/sísmica (-Kv)	Peso do solo	36513,820	6,4	0,9	210319,603
	Peso do Muro testa	1126,182	4,625	0,9	4687,733
	Peso do Muro Ala	213,035	6,4	0,9	1227,083
	Peso dos contrafortes (MT)	213,035	4,025	0,9	771,720
	Peso dos contrafortes (MA)	223,180	5,25	0,9	1054,524
	Peso da sapata	8080,890	0,7	0,9	5090,961
	Força de inércia do solo	-8562,540	6,4	0,9	-49320,230
	Força de inércia do MT	-264,091	4,625	0,9	-1099,280

	Força de inércia MA	-380,625	6,4	0,9	-2192,400
	Força de inércia dos contrafortes (MT)	-49,957	4,025	0,9	-180,969
	Força de inércia dos contrafortes (MA)	-52,336	5,25	0,9	-247,287
	Força de inércia da sapata	-1894,980	0,7	0,9	-1193,837
	Força da Ponte (Horizontal)	150	7,85	0	0,000
	Força da Ponte (Vertical)	5000	1,6	0	0

Quadro B.15 - Ações desestabilizantes para ação sísmica do tipo I

Situação	Acções Desestabilizantes	Valor	Braço	FS	Momento
Persistentes ou transitórias	Impulso activo	361,033	3,800	1,1	1509,120
	Impulso RCP1	14,441	5,700	1,1	90,547
	Impulso RCP2	11,646	5,700	1,1	73,022
	Sobrecarga devido ao tráfego	36,103	5,700	1,5	308,684
	Força de Frenagem	30,000	7,85	1,5	353,250
Acidental/sísmica (+Kv)	Impulso activo sísmico	493,588	3,800	1,1	2063,197
	Acréscimo Impulso act	435,000	7,600	1,5	4959,000
	Impulso RCP1	14,441	5,700	1,1	90,547
	Impulso RCP2	11,646	5,700	1,1	73,022
	Sobrecarga devido ao tráfego	36,103	5,700	1,5	308,684
	Força de Frenagem	30,000	7,85	1,5	353,250
Acidental/sísmica (-Kv)	Impulso activo sísmico	531,575	3,800	1,1	2221,983
	Acréscimo Impulso act	435,000	7,600	1,5	4959,000
	Impulso RCP1	14,441	5,700	1,1	90,547
	Impulso RCP2	11,646	5,700	1,1	73,022
	Sobrecarga devido ao tráfego	36,103	5,700	1,5	308,684
	Força de Frenagem	30,000	7,85	1,5	353,250

Quadro B.16 - Verificação da estabilidade relativamente à perda de equilíbrio para a ação sísmica do tipo II

Momento	Situação de Projecto		
	Persistente	Acidental (+Kv)	Acidental (-Kv)
Estabilizante	372617,457	346023,948	170565,369
Desestabilizante	2334,623	7827,154	7976,155
$\Sigma M_{dst} \leq \Sigma M_{stb}$	VERDADEIRO	VERDADEIRO	VERDADEIRO

Quadro B.17 - Ações estabilizantes para ação sísmica do tipo II

Situação	Ações Estabilizantes	Valor	Braço	FS	Momento
Persistentes ou transitórias	Peso do solo	39368	8,5	0,9	301165,2
	Peso do Muro testa	1214,2125	1,31	0,9	1431,557
	Peso do Muro Ala	229,6875	8,5	0,9	1757,109
	Peso dos contrafortes (MT)	229,6875	3,25	0,9	671,836



	Peso dos contrafortes (MA)	240,625	31,5	0,9	6821,719
	Peso da sapata	8712,55	7,75	0,9	60770,036
	Força da Ponte (Horizontal)	150	7,85	0	0,000
	Força da Ponte (Vertical)	5000	1,6	0	0,000
Acidental/sísmica (+Kv)	Peso do solo	42156,567	8,5	0,9	322497,735
	Peso do Muro testa	1300,219	1,31	0,9	1532,958
	Peso do Muro Ala	245,957	8,5	0,9	1881,571
	Peso dos contrafortes (MT)	245,957	3,25	0,9	719,424
	Peso dos contrafortes (MA)	257,669	31,5	0,9	7304,924
	Peso da sapata	9329,689	7,75	0,9	65074,580
	Força de inércia do solo	-8365,700	6,4	0,9	-48186,432
	Força de inércia do MT	-258,020	4,625	0,9	-1074,009
	Força de inércia MA	-371,875	6,4	0,9	-2142,000
	Força de inércia dos contrafortes (MT)	-48,809	4,025	0,9	-176,809
	Força de inércia dos contrafortes (MA)	-51,133	5,25	0,9	-241,603
	Força de inércia da sapata	-1851,417	0,7	0,9	-1166,393
	Força da Ponte (Horizontal)	150	7,85	0	0,000
	Força da Ponte (Vertical)	5000	1,6	0	0,000
Acidental/sísmica (-Kv)	Peso do solo	36579,433	6,4	0,9	210697,536
	Peso do Muro testa	1128,206	4,625	0,9	4696,157
	Peso do Muro Ala	213,418	6,4	0,9	1229,288
	Peso dos contrafortes (MT)	213,418	4,025	0,9	773,107
	Peso dos contrafortes (MA)	223,581	5,25	0,9	1056,419
	Peso da sapata	8095,411	0,7	0,9	5100,109
	Força de inércia do solo	-8365,700	6,4	0,9	-48186,432
	Força de inércia do MT	-258,020	4,625	0,9	-1074,009
	Força de inércia MA	-371,875	6,4	0,9	-2142,000
	Força de inércia dos contrafortes (MT)	-48,809	4,025	0,9	-176,809
	Força de inércia dos contrafortes (MA)	-51,133	5,25	0,9	-241,603
	Força de inércia da sapata	-1851,417	0,7	0,9	-1166,393
	Força da Ponte (Horizontal)	150	7,85	0	0,000
	Força da Ponte (Vertical)	5000	1,6	0	0

Quadro B.10.18 - Ações desestabilizantes para ação sísmica do tipo II

Situação	Ações Desestabilizantes	Valor	Braço	FS	Momento
----------	-------------------------	-------	-------	----	---------

Persistentes ou transitórias	Impulso activo	361,033	3,800	1,1	1509,120
	Impulso RCP1	14,441	5,700	1,1	90,547
	Impulso RCP2	11,646	5,700	1,1	73,022
	Sobrecarga devido ao tráfego	36,103	5,700	1,5	308,684
	Força de Frenagem	30,000	7,85	1,5	353,250
Acidental/sísmica (+Kv)	Impulso activo sísmico	488,673	3,800	1,1	2042,651
	Acréscimo Impulso act	435,000	7,600	1,5	4959,000
	Impulso RCP1	14,441	5,700	1,1	90,547
	Impulso RCP2	11,646	5,700	1,1	73,022
	Sobrecarga devido ao tráfego	36,103	5,700	1,5	308,684
	Força de Frenagem	30,000	7,85	1,5	353,250
Acidental/sísmica (+Kv)	Impulso activo sísmico	524,319	3,800	1,1	2191,653
	Acréscimo Impulso act	435,000	7,600	1,5	4959,000
	Impulso RCP1	14,441	5,700	1,1	90,547
	Impulso RCP2	11,646	5,700	1,1	73,022
	Sobrecarga devido ao tráfego	36,103	5,700	1,5	308,684
	Força de Frenagem	30,000	7,85	1,5	353,250

## APÊNDICE C GEO

### C.i Segurança à rotura por deslizamento pela base

Quadro C.19 – Verificação da segurança à rotura por deslizamento pela base para a ação sísmica do tipo I

Combinação:	A1+M1+R1		
Força	Situação de Projeto		
	Persistente	Acidental (+Kv)	Acidental (-Kv)
Estabilizante	21221,518	18004,037	16353,932
Desestabilizante	606,768	1020,779	659,193
$\Sigma M_{dst} \leq \Sigma M_{stb}$	VERDADEIRO	VERDADEIRO	VERDADEIRO

Quadro C.20 – Ações estabilizantes para ação sísmica do tipo I (Combinação I)

Situação	Ações Estabilizantes	Valor	$\gamma_R$	$\gamma_F$	Forças
Persistentes ou transi-tórias	Peso do solo	39368	1	1	16710,7245645397
	Peso do Muro testa	1214,2125	1	1	515,403
	Peso do Muro Ala	229,6875	1	1	97,497
	Peso dos contrafortes (MT)	229,6875	1	1	97,497
	Peso dos contrafortes (MA)	240,625	1	1	102,139
	Peso da sapata	8712,55	1	1	3698,258
	Força da Ponte (Horizontal)	150	1	0	0,000
	Força da Ponte (Vertical)	5000	1	0	0,000
Acidental/sísmica (+Kv)	Peso do solo	42222,180	1	1	17922,252
	Peso do Muro testa	1302,243	1	1	552,769
	Peso do Muro Ala	246,340	1	1	104,565
	Peso dos contrafortes (MT)	246,340	1	1	104,565
	Peso dos contrafortes (MA)	258,070	1	1	109,544
	Peso da sapata	9344,210	1	1	3966,382
	Força de inércia do solo	-8562,540	1	1	-3634,583
	Força de inércia do MT	-264,091	1	1	-112,100
	Força de inércia MA	-380,625	1	1	-161,566
	Força de inércia dos contrafor-tes (MT)	-49,957	1	1	-21,206
	Força de inércia dos contrafor-tes (MA)	-52,336	1	1	-22,215
	Força de inércia da sapata	-1894,980	1	1	-804,371
	Força da Ponte (Horizontal)	150	1	0	0,000
	Força da Ponte (Vertical)	5000	1	0	0,000
Acidental/sísmica (-Kv)	Peso do solo	39161,072	1	1	16622,889
	Peso do Muro testa	1207,830	1	1	512,694
	Peso do Muro Ala	228,480	1	1	96,984
	Peso dos contrafortes (MT)	228,480	1	1	96,984

	Peso dos contrafortes (MA)	239,360	1	1	101,602
	Peso da sapata	8666,755	1	1	3678,819
	Força de inércia do solo	-8562,540	1	1	-3634,583
	Força de inércia do MT	-264,091	1	1	-112,100
	Força de inércia MA	-380,625	1	1	-161,566
	Força de inércia dos contrafortes (MT)	-49,957	1	1	-21,206
	Força de inércia dos contrafortes (MA)	-52,336	1	1	-22,215
	Força de inércia da sapata	-1894,980	1	1	-804,371
	Força da Ponte (Horizontal)	150	1	0	0,000
	Força da Ponte (Vertical)	5000	1	0	0,000

Quadro C.21 - Ações desestabilizantes para ação sísmica do tipo I (Combinação I)

Situação	Acções Desestabilizantes	Valor	$\gamma_R$	$\gamma_F$	Forças
Persistentes ou transitórias	Impulso activo	361,033	1	1,35	487,395
	Impulso RCP1	14,441	1	1,35	19,496
	Impulso RCP2	11,646	1	1,35	15,722
	Sobrecarga devido ao tráfego	36,103	1	1,5	54,155
	Força de Frenagem	30,000	1	1	30,000
Acidental/Sísmica (+Kv)	Impulso activo sísmico	493,588	1	1	493,588
	Acréscimo Impulso act	435,000	1	1	435,000
	Impulso RCP1	14,441	1	1	14,441
	Impulso RCP2	11,646	1	1	11,646
	Sobrecarga devido ao tráfego	36,103	1	1	36,103
	Força de Frenagem	30,000	1	1	30,000
Acidental/Sísmica (-Kv)	Impulso activo sísmico	132,002	1	1	132,002
	Acréscimo Impulso act	435,000	1	1	435,000
	Impulso RCP1	14,441	1	1	14,441
	Impulso RCP2	11,646	1	1	11,646
	Sobrecarga devido ao tráfego	36,103	1	1	36,103
	Força de Frenagem	30,000	1	1	30,000

Quadro C.22 - Verificação da segurança à rotura por deslizamento pela base para a ação sísmica do tipo II (Combinação I)

Combinação:	A1+M1+R1		
Força	Situação de Projeto		
	Persistente	Acidental	Acidental
Estabilizante	21221,518	18078,002	16468,336
Desestabilizante	606,768	1015,863	1051,510
$\sum M_{dst} \leq \sum M_{stb}$	VERDADEIRO	VERDADEIRO	VERDADEIRO

Quadro C.23 - Ações estabilizantes para ação sísmica do tipo II (Combinação I)

Situação	Ações Estabilizantes	Valor	$\gamma_R$	$\gamma_F$	Forças
Persistentes ou transi-tórias	Peso do solo	39368	1	1	16710,7245645397
	Peso do Muro testa	1214,2125	1	1	515,403
	Peso do Muro Ala	229,6875	1	1	97,497
	Peso dos contrafortes (MT)	229,6875	1	1	97,497
	Peso dos contrafortes (MA)	240,625	1	1	102,139
	Peso da sapata	8712,55	1	1	3698,258
	Força da Ponte (Horizontal)	150	1	0	0,000
	Força da Ponte (Vertical)	5000	1	0	0,000
Acidental/sísmica (+Kv)	Peso do solo	42156,567	1	1	17894,401
	Peso do Muro testa	1300,219	1	1	551,910
	Peso do Muro Ala	245,957	1	1	104,403
	Peso dos contrafortes (MT)	245,957	1	1	104,403
	Peso dos contrafortes (MA)	257,669	1	1	109,374
	Peso da sapata	9329,689	1	1	3960,218
	Força de inércia do solo	-8365,700	1	1	-3551,029
	Força de inércia do MT	-258,020	1	1	-109,523
	Força de inércia MA	-371,875	1	1	-157,852
	Força de inércia dos contrafortes (MT)	-48,809	1	1	-20,718
	Força de inércia dos contrafortes (MA)	-51,133	1	1	-21,705
	Força de inércia da sapata	-1851,417	1	1	-785,880
	Força da Ponte (Horizontal)	150	1	0	0,000
	Força da Ponte (Vertical)	5000	1	0	0,000
Acidental/sísmica (-Kv)	Peso do solo	39170,477	1	1	16626,881
	Peso do Muro testa	1208,120	1	1	512,817
	Peso do Muro Ala	228,535	1	1	97,007
	Peso dos contrafortes (MT)	228,535	1	1	97,007
	Peso dos contrafortes (MA)	239,418	1	1	101,627
	Peso da sapata	8668,836	1	1	3679,703
	Força de inércia do solo	-8365,700	1	1	-3551,029
	Força de inércia do MT	-258,020	1	1	-109,523
	Força de inércia MA	-371,875	1	1	-157,852
	Força de inércia dos contrafortes (MT)	-48,809	1	1	-20,718
	Força de inércia dos contrafortes (MA)	-51,133	1	1	-21,705
	Força de inércia da sapata	-1851,417	1	1	-785,880
	Força da Ponte (Horizontal)	150	1	0	0,000
	Força da Ponte (Vertical)	5000	1	0	0,000

Quadro C.24 - Ações desestabilizantes para ação sísmica do tipo II (Combinação I)

Situação	Ações Desestabilizantes	Valor	$\gamma_R$	$\gamma_F$	Forças
----------	-------------------------	-------	------------	------------	--------

Persistentes ou transi-tórias	Impulso activo	361,033	1	1,35	487,395
	Impulso RCP1	14,441	1	1,35	19,496
	Impulso RCP2	11,646	1	1,35	15,722
	Sobrecarga devido ao trafego	36,103	1	1,5	54,155
	Força de Frenagem	30,000	1	1	30,000
Acidental/Sísmica (+Kv)	Impulso activo sísmico	488,673	1	1	488,673
	Acréscimo Impulso act	435,000	1	1	435,000
	Impulso RCP1	14,441	1	1	14,441
	Impulso RCP2	11,646	1	1	11,646
	Sobrecarga devido ao trafego	36,103	1	1	36,103
	Força de Frenagem	30,000	1	1	30,000
Acidental/Sísmica (-Kv)	Impulso activo sísmico	524,319	1	1	524,319
	Acréscimo Impulso act	435,000	1	1	435,000
	Impulso RCP1	14,441	1	1	14,441
	Impulso RCP2	11,646	1	1	11,646
	Sobrecarga devido ao trafego	36,103	1	1	36,103
	Força de Frenagem	30,000	1	1	30,000

Quadro C.25 – Verificação da segurança à rotura por deslizamento pela base para a ação sísmica do tipo I (Combinação II)

Combinação:	A2+M2+R1		
Força	Situação de Projeto		
	Persistente	Acidental	Acidental
Estabilizante	21221,518	18004,037	16353,932
Desestabilizante	464,055	1020,779	659,193
$\Sigma M_{dst} \leq \Sigma M_{stb}$	VERDADEIRO	VERDADEIRO	VERDADEIRO

Quadro C.26 - Ações estabilizantes para ação sísmica do tipo I (Combinação II)

Situação	Ações Estabilizantes	Valor	$\gamma_R$	$\gamma_F$	Forças
Persistentes ou transitó-rias	Peso do solo	39368	1	1	16710,7245645397
	Peso do Muro testa	1214,2125	1	1	515,403
	Peso do Muro Ala	229,6875	1	1	97,497
	Peso dos contrafortes (MT)	229,6875	1	1	97,497
	Peso dos contrafortes (MA)	240,625	1	1	102,139
	Peso da sapata	8712,55	1	1	3698,258
	Força da Ponte (Horizontal)	150	1	0	0,000
	Força da Ponte (Vertical)	5000	1	0	0,000
Acidental/sísmica (+Kv)	Peso do solo	42222,180	1	1	17922,252
	Peso do Muro testa	1302,243	1	1	552,769
	Peso do Muro Ala	246,340	1	1	104,565
	Peso dos contrafortes (MT)	246,340	1	1	104,565
	Peso dos contrafortes (MA)	258,070	1	1	109,544
	Peso da sapata	9344,210	1	1	3966,382
	Força de inércia do solo	-8562,540	1	1	-3634,583

	Força de inércia do MT	-264,091	1	1	-112,100
	Força de inércia MA	-380,625	1	1	-161,566
	Força de inércia dos contrafortes (MT)	-49,957	1	1	-21,206
	Força de inércia dos contrafortes (MA)	-52,336	1	1	-22,215
	Força de inércia da sapata	-1894,980	1	1	-804,371
	Força da Ponte (Horizontal)	150	1	0	0,000
	Força da Ponte (Vertical)	5000	1	0	0,000
Acidental/sísmica (-Kv)	Peso do solo	39161,072	1	1	16622,889
	Peso do Muro testa	1207,830	1	1	512,694
	Peso do Muro Ala	228,480	1	1	96,984
	Peso dos contrafortes (MT)	228,480	1	1	96,984
	Peso dos contrafortes (MA)	239,360	1	1	101,602
	Peso da sapata	8666,755	1	1	3678,819
	Força de inércia do solo	-8562,540	1	1	-3634,583
	Força de inércia do MT	-264,091	1	1	-112,100
	Força de inércia MA	-380,625	1	1	-161,566
	Força de inércia dos contrafortes (MT)	-49,957	1	1	-21,206
	Força de inércia dos contrafortes (MA)	-52,336	1	1	-22,215
	Força de inércia da sapata	-1894,980	1	1	-804,371
	Força da Ponte (Horizontal)	150	1	0	0,000
	Força da Ponte (Vertical)	5000	1	0	0,000

Quadro C.27 - Ações desestabilizantes para ação sísmica do tipo I (Combinação II)

Situação	Acções Desestabilizantes	Valor	$\gamma_R$	$\gamma_F$	Forças
Persistentes ou transitórias	Impulso activo	361,033	1	1	361,033
	Impulso RCP1	14,441	1	1	14,441
	Impulso RCP2	11,646	1	1	11,646
	Adicional de Impulso	36,103	1	1,3	46,934
	Força de Frenagem	30,000	1	1	30,000
Acidental/Sísmica (+Kv)	Impulso activo sísmico	493,588	1	1	493,588
	Acréscimo Impulso act	435,000	1	1	435,000
	Impulso RCP1	14,441	1	1	14,441
	Impulso RCP2	11,646	1	1	11,646
	Adicional de Impulso	36,103	1	1	36,103
	Força de Frenagem	30,000	1	1	30,000
Acidental/Sísmica (-Kv)	Impulso activo sísmico	132,002	1	1	132,002
	Acréscimo Impulso act	435,000	1	1	435,000
	Impulso RCP1	14,441	1	1	14,441
	Impulso RCP2	11,646	1	1	11,646
	Adicional de Impulso	36,103	1	1	36,103
	Força de Frenagem	30,000	1	1	30,000

Quadro C.28 - Ações estabilizantes para ação sísmica do tipo II (Combinação II)

Combinação:	A2+M2+R1		
Força	Situação de Projeto		
	Persistente	Acidental	Acidental
Estabilizante	21221,518	18078,002	16468,336
Desestabilizante	606,768	1015,863	1051,510
$\Sigma M_{dst} \leq \Sigma M_{stb}$	VERDADEIRO	VERDADEIRO	VERDADEIRO

Quadro C.29 - Ações estabilizantes para ação sísmica do tipo II (Combinação II)

Situação	Ações Estabilizantes	Valor	$\gamma_R$	$\gamma_F$	Forças
Persistentes ou transitórias	Peso do solo	39368	1	1	16710,7245645397
	Peso do Muro testa	1214,2125	1	1	515,403
	Peso do Muro Ala	229,6875	1	1	97,497
	Peso dos contrafortes (MT)	229,6875	1	1	97,497
	Peso dos contrafortes (MA)	240,625	1	1	102,139
	Peso da sapata	8712,55	1	1	3698,258
	Força da Ponte (Horizontal)	150	1	0	0,000
	Força da Ponte (Vertical)	5000	1	0	0,000
Acidental/sísmica (+Kv)	Peso do solo	42156,567	1	1	17894,401
	Peso do Muro testa	1300,219	1	1	551,910
	Peso do Muro Ala	245,957	1	1	104,403
	Peso dos contrafortes (MT)	245,957	1	1	104,403
	Peso dos contrafortes (MA)	257,669	1	1	109,374
	Peso da sapata	9329,689	1	1	3960,218
	Força de inércia do solo	-8365,700	1	1	-3551,029
	Força de inércia do MT	-258,020	1	1	-109,523
	Força de inércia MA	-371,875	1	1	-157,852
	Força de inércia dos contrafortes (MT)	-48,809	1	1	-20,718
	Força de inércia dos contrafortes (MA)	-51,133	1	1	-21,705
	Força de inércia da sapata	-1851,417	1	1	-785,880
	Força da Ponte (Horizontal)	150	1	0	0,000
	Força da Ponte (Vertical)	5000	1	0	0,000
Acidental/sísmica (-Kv)	Peso do solo	39170,477	1	1	16626,881
	Peso do Muro testa	1208,120	1	1	512,817
	Peso do Muro Ala	228,535	1	1	97,007
	Peso dos contrafortes (MT)	228,535	1	1	97,007
	Peso dos contrafortes (MA)	239,418	1	1	101,627



	Peso da sapata	8668,836	1	1	3679,703
	Força de inércia do solo	-8365,700	1	1	-3551,029
	Força de inércia do MT	-258,020	1	1	-109,523
	Força de inércia MA	-371,875	1	1	-157,852
	Força de inércia dos contrafortes (MT)	-48,809	1	1	-20,718
	Força de inércia dos contrafortes (MA)	-51,133	1	1	-21,705
	Força de inércia da sapata	-1851,417	1	1	-785,880
	Força da Ponte (Horizontal)	150	1	0	0,000
	Força da Ponte (Vertical)	5000	1	0	0,000

Quadro C.30 - Ações desestabilizantes para ação sísmica do tipo II (Combinação II)

Situação	Acções Desestabilizantes	Valor	$\gamma_R$	$\gamma_F$	Forças
Persistentes ou transitórias	Impulso activo	361,033	1	1,35	487,395
	Impulso RCP1	14,441	1	1,35	19,496
	Impulso RCP2	11,646	1	1,35	15,722
	Adicional de Impulso	36,103	1	1,5	54,155
	Força de Frenagem	30,000	1	1	30,000
Acidental/Sísmica (+Kv)	Impulso activo sísmico	488,673	1	1	488,673
	Acréscimo Impulso act	435,000	1	1	435,000
	Impulso RCP1	14,441	1	1	14,441
	Impulso RCP2	11,646	1	1	11,646
	Adicional de Impulso	36,103	1	1	36,103
	Força de Frenagem	30,000	1	1	30,000
Acidental/Sísmica (-Kv)	Impulso activo sísmico	524,319	1	1	524,319
	Acréscimo Impulso act	435,000	1	1	435,000
	Impulso RCP1	14,441	1	1	14,441
	Impulso RCP2	11,646	1	1	11,646
	Adicional de Impulso	36,103	1	1	36,103
	Força de Frenagem	30,000	1	1	30,000

## C.ii Segurança à rotura por insuficiência da capacidade resistente ao carregamento do solo subjacente à base

Quadro C.31 - Verificação da segurança à rotura por insuficiência da capacidade resistente ao carregamento do solo subjacente à base

			Tipo 1		Tipo 2	
Situação de projeto		Persistentes ou transitórias	Acidental/Sísmica (+Kv)	Acidental/Sísmica (-Kv)	Acidental/Sísmica (+Kv)	Acidental/Sísmica (-Kv)
Combinação I	Vd=	70168,055	55206,817	51613,310	55129,792	51624,351
	Hd=	429,387	10944,428	3078,920	10713,353	2979,557
	ex=	0,221	0,176	0,225	0,177	0,310
	ey=	-0,500	-0,781	-0,593	-0,776	0,000
	B'=	15,057	15,148	15,051	15,146	14,881
	L'=	17,061	17,622	17,245	17,612	16,060
	A'=	256,889	266,940	259,553	266,753	238,982
	Nq=	14,720	14,720	14,720	14,720	14,720
	N <sub>y</sub> =	14,590	14,590	14,590	14,590	14,590
	bq=by=	1	1	1	1	1
	sq=	1,431	1,431	1,431	1,431	1,431
	s <sub>y</sub> =	0,735	0,735	0,735	0,735	0,735
	iq=	0,991	0,712	0,910	0,717	0,914
	i <sub>y</sub> =	0,991	0,712	0,910	0,717	0,914
	Com:					
	m=	1,531	1,538	1,534	1,538	1,519
	qr=	5774,369	4156,770	5303,460	4187,967	5308,274
	γR=	1,000	2,000	3,000	2,000	3,000
	Rdv=	1483371	554803	458842	558577	422862
	Rdv>Vd	VERDADEIRO	VERDADEIRO	VERDADEIRO	VERDADEIRO	VERDADEIRO
Combinação II	Vd=	52923,135	55206,817	51613,310	55129,792	51624,351
	Hd=	295,277	10944,428	3078,920	10713,353	2979,557
	ex=	0,328	0,219	0,225	0,177	0,224
	ey=	-0,413	-0,593	-0,593	-0,776	-0,591
	B'=	14,845	15,062	15,051	15,146	15,051
	L'=	16,886	17,245	17,245	17,612	17,241
	A'=	250,665	259,746	259,553	266,753	259,498
	Nq=	14,720	14,720	14,720	14,720	14,720
	N <sub>y</sub> =	14,590	14,590	14,590	14,590	14,590

	bq=by=	1	1	1	1	1
	sq=	1,431	1,431	1,431	1,431	1,431
	sy=	0,735	0,735	0,735	0,735	0,735
	iq=	0,991	0,713	0,910	0,717	0,913
	iy=	0,991	0,713	0,910	0,717	0,913
	Com:					
	m=	1,532	1,534	1,534	1,538	1,534
	qr=	5756,567	4153,800	5303,460	4187,967	5320,282
	γR=	1,000	2,000	3,000	2,000	3,000
	Rdv=	1442970	539467	458842	558577	460201
	Rdv>Vd	VERDADEIRO	VERDADEIRO	VERDADEIRO	VERDADEIRO	VERDADEIRO



## APÊNDICE D VERIFICAÇÕES ESTRUTURAIS

### D.i Muro Ala – direção XX

Quadro D.32 – Verificação estrutural do muro ala (direção XX)

Alinhamento	Comb	Muro Ala - Cálculo de Armaduras na direção XX													
		M	Zona	$\mu$	$\omega$	As,min	As,max	As,prov	Armadura	As,c	Armadura complementar	Sv,max	Ved	Vrd	Verif?
A1	Fund	-106,6	Interior	0,024	0,024	7,09	200,00	10,05	ø16 //0,20	0,000		0,40 m	165,8	173,2	VERDADEIRO
	Sism	-262,9	Interior	0,060	0,061	7,09	200,00	13,27	ø16 //0,20	3,213	ø10 //0,200	0,40 m	183,7	189,9	VERDADEIRO
A2	Fund	228,8	Exterior	0,052	0,053	7,09	200,00	11,50	ø16 //0,20	1,445	ø12 //0,250	0,40 m	175,9	181,1	VERDADEIRO
	Sism	288,8	Exterior	0,065	0,068	7,09	200,00	14,62	ø16 //0,20	4,568	ø12 //0,200	0,40 m	27,02	196,2	VERDADEIRO
A3	Fund	-326,2	Interior	0,074	0,077	7,09	200,00	16,59	ø16 //0,20	6,539	ø16 //0,250	0,40 m	168,86	204,7	VERDADEIRO
	Sism	-384,2	Interior	0,087	0,091	7,09	200,00	19,69	ø16 //0,20	9,636	ø16 //0,200	0,40 m	3,29	216,7	VERDADEIRO
A4	Fund	199,2	Exterior	0,045	0,046	7,09	200,00	10,05	ø16 //0,20	0,000		0,40 m	16,18	173,2	VERDADEIRO
	Sism	297,2	Exterior	0,067	0,070	7,09	200,00	15,06	ø16 //0,20	5,007	ø12 //0,200	0,40 m	26,39	198,1	VERDADEIRO
A5	Fund	130,3	Exterior	0,029	0,030	7,09	200,00	10,05	ø16 //0,20	0,000		0,40 m	148,23	173,2	VERDADEIRO
	Sism	-403,5	Interior	0,091	0,096	7,09	200,00	20,73	ø16 //0,20	10,674	ø16 //0,175	0,40 m	175,92	220,4	VERDADEIRO
A6	Fund	-494,6	Interior	0,112	0,119	7,09	200,00	25,72	ø16 //0,20	15,671	ø16 //0,125	0,40 m	132,32	236,9	VERDADEIRO
	Sism	-551,2	Interior	0,125	0,134	7,09	200,00	28,89	ø16 //0,20	18,838	ø16 //0,100	0,40 m	201,93	246,2	VERDADEIRO
A7	Fund	-383,5	Interior	0,087	0,091	7,09	200,00	19,65	ø16 //0,20	9,597	ø16 //0,200	0,40 m	41,33	216,5	VERDADEIRO
	Sism	-504,2	Interior	0,114	0,122	7,09	200,00	26,26	ø16 //0,20	16,203	ø16 //0,100	0,40 m	51,71	238,5	VERDADEIRO
B1	Fund	-108,3	Interior	0,025	0,025	7,09	200,00	10,05	ø16 //0,20	0,000		0,40 m	158,01	173,2	VERDADEIRO
	Sism	-267,4	Interior	0,061	0,062	7,09	200,00	13,50	ø16 //0,20	3,448	ø10 //0,200	0,40 m	150,51	191,1	VERDADEIRO
B2	Fund	156,7	Exterior	0,035	0,036	7,09	200,00	10,05	ø16 //0,20	0,000		0,40 m	53,93	173,2	VERDADEIRO
	Sism	265,9	Exterior	0,060	0,062	7,09	200,00	13,42	ø16 //0,20	3,370	ø12 //0,250	0,40 m	68,88	190,7	VERDADEIRO
B3	Fund	-325,3	Interior	0,074	0,077	7,09	200,00	16,54	ø16 //0,20	6,492	ø16 //0,250	0,40 m	154,98	204,5	VERDADEIRO
	Sism	-345,9	Interior	0,078	0,082	7,09	200,00	17,64	ø16 //0,20	7,586	ø16 //0,250	0,40 m	176,58	208,9	VERDADEIRO
B4	Fund	204,3	Exterior	0,046	0,047	7,09	200,00	10,23	ø16 //0,20	0,180	ø12 //0,250	0,40 m	35,36	174,2	VERDADEIRO
	Sism	249,1	Exterior	0,056	0,058	7,09	200,00	12,55	ø16 //0,20	2,495	ø12 //0,250	0,40 m	47,14	186,5	VERDADEIRO
B5	Fund	-472,8	Interior	0,107	0,113	7,09	200,00	24,52	ø16 //0,20	14,465	ø16 //0,125	0,40 m	68,75	233,1	VERDADEIRO
	Sism	-572,9	Interior	0,130	0,139	7,09	200,00	30,12	ø16 //0,20	20,068	ø16 //0,100	0,40 m	28,18	249,7	VERDADEIRO
B6	Fund	-519,6	Interior	0,118	0,125	7,09	200,00	27,11	ø16 //0,20	17,061	ø16 //0,100	0,40 m	222,56	241,1	VERDADEIRO
	Sism	-565,9	Interior	0,128	0,138	7,09	200,00	29,72	ø16 //0,20	19,670	ø16 //0,100	0,40 m	205,03	248,6	VERDADEIRO
B7	Fund	-79,7	Interior	0,018	0,018	7,09	200,00	10,05	ø16 //0,20	0,000		0,40 m	166,62	173,2	VERDADEIRO
	Sism	-432,8	Interior	0,098	0,103	7,09	200,00	22,32	ø16 //0,20	12,271	ø16 //0,150	0,40 m	176,76	225,9	VERDADEIRO
C1	Fund	-444,3	Interior	0,101	0,106	7,09	200,00	22,95	ø16 //0,20	12,898	ø16 //0,150	0,40	179,19	228,0	VERDADEIRO

ENCONTROS EM COFRE DE BETÃO DE PONTES E VIADUTOS

			rior									m			
	Sism	-211,3	Inter- rior	0,048	0,049	7,09	200,00	10,59	ø16 //0,20	0,541	ø10 //0,250	0,40 m	158,2	176,2	VERDADEIRO
C2	Fund	166,1	Exte- rior	0,038	0,038	7,09	200,00	10,05	ø16 //0,20	0,000		0,40 m	69,01	173,2	VERDADEIRO
	Sism	245,9	Exte- rior	0,056	0,057	7,09	200,00	12,38	ø16 //0,20	2,330	ø12 //0,250	0,40 m	67,25	185,6	VERDADEIRO
C3	Fund	-379,1	Inter- rior	0,086	0,090	7,09	200,00	19,42	ø16 //0,20	9,363	ø16 //0,200	0,40 m	132,58	215,7	VERDADEIRO
	Sism	-389,1	Inter- rior	0,088	0,092	7,09	200,00	19,95	ø16 //0,20	9,901	ø16 //0,200	0,40 m	157,45	217,6	VERDADEIRO
C4	Fund	205,8	Exte- rior	0,047	0,048	7,09	200,00	10,31	ø16 //0,20	0,260	ø12 //0,250	0,40 m	47,13	174,7	VERDADEIRO
	Sism	292,5	Exte- rior	0,066	0,069	7,09	200,00	14,81	ø16 //0,20	4,761	ø12 //0,200	0,40 m	46,85	197,1	VERDADEIRO
C5	Fund	-247,6	Inter- rior	0,056	0,058	7,09	200,00	12,47	ø16 //0,20	2,417	ø16 //0,250	0,40 m	146,93	186,1	VERDADEIRO
	Sism	-281,3	Inter- rior	0,064	0,066	7,09	200,00	14,23	ø16 //0,20	4,176	ø16 //0,250	0,40 m	178,41	194,4	VERDADEIRO
C7	Fund	-240,2	Inter- rior	0,054	0,056	7,09	200,00	12,09	ø16 //0,20	2,033	ø10 //0,250	0,40 m	134,45	184,1	VERDADEIRO
	Sism	-248,3	Inter- rior	0,056	0,058	7,09	200,00	12,51	ø16 //0,20	2,453	ø10 //0,250	0,40 m	129,05	186,2	VERDADEIRO
D1	Fund	-112,6	Inter- rior	0,025	0,026	7,09	200,00	10,05	ø16 //0,20	0,000		0,40 m	163,29	173,2	VERDADEIRO
	Sism	-221,0	Inter- rior	0,050	0,051	7,09	200,00	11,10	ø16 //0,20	1,043	ø10 //0,250	0,40 m	156,31	179,0	VERDADEIRO
D2	Fund	301,9	Exte- rior	0,068	0,071	7,09	200,00	15,31	ø16 //0,20	5,257	ø12 //0,200	0,40 m	79,98	199,2	VERDADEIRO
	Sism	240,9	Exte- rior	0,055	0,056	7,09	200,00	12,12	ø16 //0,20	2,071	ø12 //0,250	0,40 m	71,54	184,3	VERDADEIRO
D3	Fund	-318,8	Inter- rior	0,072	0,075	7,09	200,00	16,20	ø16 //0,20	6,147	ø16 //0,250	0,40 m	184,93	203,0	VERDADEIRO
	Sism	-383,2	Inter- rior	0,087	0,091	7,09	200,00	19,64	ø16 //0,20	9,582	ø16 //0,200	0,40 m	186,29	216,5	VERDADEIRO
D5	Fund	-239,3	Inter- rior	0,054	0,056	7,09	200,00	12,04	ø16 //0,20	1,987	ø16 //0,250	0,40 m	183,49	183,9	VERDADEIRO
	Sism	-248,6	Inter- rior	0,056	0,058	7,09	200,00	12,52	ø16 //0,20	2,469	ø16 //0,250	0,40 m	181,93	186,3	VERDADEIRO
D7	Fund	-248,5	Inter- rior	0,056	0,058	7,09	200,00	12,52	ø16 //0,20	2,466	ø10 //0,250	0,40 m	174,23	186,3	VERDADEIRO
	Sism	-240,4	Inter- rior	0,054	0,056	7,09	200,00	12,10	ø16 //0,20	2,045	ø10 //0,250	0,40 m	179,41	184,2	VERDADEIRO
E1	Fund	-246,9	Inter- rior	0,056	0,058	7,09	200,00	12,44	ø16 //0,20	2,383	ø10 //0,250	0,40 m	183,49	185,9	VERDADEIRO
	Sism	-274,9	Inter- rior	0,062	0,064	7,09	200,00	13,89	ø16 //0,20	3,839	ø10 //0,200	0,40 m	181,4	192,9	VERDADEIRO

## D.ii Muro Ala – direção YY

Quadro D.33 - Verificação estrutural do muro ala (direção YY)

Alinhamento	Comb	Muro Ala - Cálculo de Armaduras na direção TRÁFEGO													
		M	Zona	$\mu$	M	As,min	As,max	M	Armadura	As,c	M	Sv,max	Ved	M	Verif?
A1	Fund	- 206,6	Interior	0,047	0,048	7,09 cm <sup>2</sup> /m	200,00 cm <sup>2</sup>	10,35 cm <sup>2</sup> /m	Ø16 //0,20	0,30 cm <sup>2</sup> /m	Ø16 //0,250	0,40 m	163,8	174,9	VERDADEIRO
	Sism	- 564,2	Interior	0,128	0,137	7,09 cm <sup>2</sup> /m	200,00 cm <sup>2</sup>	29,63 cm <sup>2</sup> /m	Ø16 //0,20	19,57 cm <sup>2</sup> /m	Ø16 //0,100	0,40 m	243,4	248,3	VERDADEIRO
A3	Fund	- 113,5	Interior	0,026	0,026	7,09 cm <sup>2</sup> /m	200,00 cm <sup>2</sup>	10,05 cm <sup>2</sup> /m	Ø16 //0,20	0,00 cm <sup>2</sup> /m		0,40 m	170,5	173,2	VERDADEIRO
	Sism	- 364,8	Interior	0,083	0,086	7,09 cm <sup>2</sup> /m	200,00 cm <sup>2</sup>	18,65 cm <sup>2</sup> /m	Ø16 //0,20	8,59 cm <sup>2</sup> /m	Ø16 //0,200	0,40 m	205,3	212,8	VERDADEIRO
A5	Fund	- 171,5	Interior	0,039	0,040	7,09 cm <sup>2</sup> /m	200,00 cm <sup>2</sup>	10,05 cm <sup>2</sup> /m	Ø16 //0,20	0,00 cm <sup>2</sup> /m		0,40 m	172,5	173,2	VERDADEIRO
	Sism	- 383,5	Interior	0,087	0,091	7,09 cm <sup>2</sup> /m	200,00 cm <sup>2</sup>	19,65 cm <sup>2</sup> /m	Ø16 //0,20	9,60 cm <sup>2</sup> /m	Ø16 //0,200	0,40 m	214,9	216,5	VERDADEIRO
B6	Fund	- 345,8	Interior	0,078	0,082	7,09 cm <sup>2</sup> /m	200,00 cm <sup>2</sup>	17,63 cm <sup>2</sup> /m	Ø16 //0,20	7,58 cm <sup>2</sup> /m	Ø16 //0,250	0,40 m	114,9	208,8	VERDADEIRO
	Sism	- 384,5	Interior	0,087	0,091	7,09 cm <sup>2</sup> /m	200,00 cm <sup>2</sup>	19,71 cm <sup>2</sup> /m	Ø16 //0,20	9,65 cm <sup>2</sup> /m	Ø16 //0,200	0,40 m	137,11	216,7	VERDADEIRO
E1	Fund	- 230,3	Interior	0,052	0,054	7,09 cm <sup>2</sup> /m	200,00 cm <sup>2</sup>	11,57 cm <sup>2</sup> /m	Ø16 //0,20	1,52 cm <sup>2</sup> /m	Ø16 //0,250	0,40 m	121,91	181,5	VERDADEIRO
	Sism	- 285,5	Interior	0,065	0,067	7,09 cm <sup>2</sup> /m	200,00 cm <sup>2</sup>	14,44 cm <sup>2</sup> /m	Ø16 //0,20	4,39 cm <sup>2</sup> /m	Ø16 //0,250	0,40 m	190,4	195,4	VERDADEIRO
E2	Fund	- 370,5	Interior	0,084	0,088	7,09 cm <sup>2</sup> /m	200,00 cm <sup>2</sup>	18,95 cm <sup>2</sup> /m	Ø16 //0,20	8,90 cm <sup>2</sup> /m	Ø16 //0,200	0,40 m	207,5	213,9	VERDADEIRO
	Sism	- 389,4	Interior	0,088	0,092	7,09 cm <sup>2</sup> /m	200,00 cm <sup>2</sup>	19,97 cm <sup>2</sup> /m	Ø16 //0,20	9,92 cm <sup>2</sup> /m	Ø16 //0,200	0,40 m	207,1	217,7	VERDADEIRO
E3	Fund	- 296,1	Interior	0,067	0,069	7,09 cm <sup>2</sup> /m	200,00 cm <sup>2</sup>	15,00 cm <sup>2</sup> /m	Ø16 //0,20	4,95 cm <sup>2</sup> /m	Ø16 //0,250	0,40 m	184,73	197,9	VERDADEIRO
	Sism	- 342,6	Interior	0,078	0,081	7,09 cm <sup>2</sup> /m	200,00 cm <sup>2</sup>	17,47 cm <sup>2</sup> /m	Ø16 //0,20	7,41 cm <sup>2</sup> /m	Ø16 //0,250	0,40 m	201,41	208,2	VERDADEIRO
E4	Fund	- 315,9	Interior	0,071	0,074	7,09 cm <sup>2</sup> /m	200,00 cm <sup>2</sup>	16,04 cm <sup>2</sup> /m	Ø16 //0,20	5,99 cm <sup>2</sup> /m	Ø16 //0,250	0,40 m	202,2	202,4	VERDADEIRO
	Sism	- 324,8	Interior	0,074	0,076	7,09 cm <sup>2</sup> /m	200,00 cm <sup>2</sup>	16,52 cm <sup>2</sup> /m	Ø16 //0,20	6,46 cm <sup>2</sup> /m	Ø16 //0,250	0,40 m	194,13	204,3	VERDADEIRO

**D.iii Muro de Testa – Direção XX**

Quadro D.34 - Verificação estrutural do muro de testa (direção XX)

Alinhamento	Comb	Muro Testa - Cálculo de Armaduras na direção XX														
		Ned	v	M	Zona	Fs	As,min	As,max	As,prov	Armadura	As,c	Armadura complementar	Sv,max	Ved	Vrd	Verif?
A1	Fund	103,49	0,01	388,1	Interior	969,23	7,09 cm²/m	200,00 cm²	22,28 cm²/m	ø16 //0,20	12,23 cm²/m	ø16 //0,150	0,40 m	214,12	225,8	VERDADEIRO
	Sism	65,31	0,01	429,5	Interior	1047,90	7,09 cm²/m	200,00 cm²	24,09 cm²/m	ø16 //0,20	14,04 cm²/m	ø16 //0,125	0,40 m	222,94	231,7	VERDADEIRO
A3	Fund	127,38	0,01	-126,2	Exterior	361,99	7,09 cm²/m	200,00 cm²	10,05 cm²/m	ø16 //0,20	0,00 cm²/m		0,40 m	31,93	173,2	VERDADEIRO
	Sism	160,24	0,02	-242,5	Exterior	653,52	7,09 cm²/m	200,00 cm²	15,02 cm²/m	ø16 //0,20	4,97 cm²/m	ø12 //0,200	0,40 m	60,59	198,0	VERDADEIRO
A4	Fund	233,51	0,02	-126,4	Exterior	415,50	7,09 cm²/m	200,00 cm²	10,05 cm²/m	ø16 //0,20	0,00 cm²/m		0,40 m	14,73	173,2	VERDADEIRO
	Sism	166,99	0,02	-235,1	Exterior	639,33	7,09 cm²/m	200,00 cm²	14,70 cm²/m	ø16 //0,20	4,64 cm²/m	ø12 //0,200	0,40 m	31,89	196,5	VERDADEIRO
A5	Fund	257,47	0,03	-111,4	Exterior	392,05	7,09 cm²/m	200,00 cm²	10,05 cm²/m	ø16 //0,20	0,00 cm²/m		0,40 m	14,16	173,2	VERDADEIRO
	Sism	171,75	0,02	-224,0	Exterior	615,38	7,09 cm²/m	200,00 cm²	14,15 cm²/m	ø16 //0,20	4,09 cm²/m	ø12 //0,250	0,40 m	29,89	194,1	VERDADEIRO
A6	Fund	152,28	0,02	-134,8	Exterior	394,80	7,09 cm²/m	200,00 cm²	10,05 cm²/m	ø16 //0,20	0,00 cm²/m		0,40 m	13,12	173,2	VERDADEIRO
	Sism	172,83	0,02	-248,6	Exterior	674,09	7,09 cm²/m	200,00 cm²	15,50 cm²/m	ø16 //0,20	5,44 cm²/m	ø12 //0,200	0,40 m	28,69	200,0	VERDADEIRO
A9	Fund	57,31	0,01	390,5	Interior	951,94	7,09 cm²/m	200,00 cm²	21,88 cm²/m	ø16 //0,20	11,83 cm²/m	ø16 //0,150	0,40 m	194,12	224,4	VERDADEIRO
	Sism	57,86	0,01	512,7	Interior	1241,03	7,09 cm²/m	200,00 cm²	28,53 cm²/m	ø16 //0,20	18,48 cm²/m	ø16 //0,100	0,40 m	242,45	245,2	VERDADEIRO
C1	Fund	400,02	0,04	135,5	Interior	520,36	7,09 cm²/m	200,00 cm²	11,96 cm²/m	ø16 //0,20	1,91 cm²/m	ø12 //0,250	0,40 m	165,21	183,5	VERDADEIRO
	Sism	289,20	0,03	211,6	Interior	644,84	7,09 cm²/m	200,00 cm²	14,82 cm²/m	ø16 //0,20	4,77 cm²/m	ø12 //0,200	0,40 m	154,2	197,1	VERDADEIRO
C2	Fund	940,37	0,09	-76,8	Exterior	651,73	7,09 cm²/m	200,00 cm²	14,98 cm²/m	ø16 //0,20	4,93 cm²/m	ø12 //0,200	0,40 m	18,97	197,8	VERDADEIRO
	Sism	322,01	0,03	-72,7	Exterior	332,88	7,09 cm²/m	200,00 cm²	10,05 cm²/m	ø16 //0,20	0,00 cm²/m		0,40 m	18,77	173,2	VERDADEIRO
C3	Fund	671,97	0,07	113,7	Interior	604,71	7,09 cm²/m	200,00 cm²	13,90 cm²/m	ø16 //0,20	3,85 cm²/m	ø12 //0,250	0,40 m	174,12	192,9	VERDADEIRO
	Sism	79,48	0,01	98,2	Interior	271,87	7,09 cm²/m	200,00 cm²	10,05 cm²/m	ø16 //0,20	0,00 cm²/m		0,40 m	147,88	173,2	VERDADEIRO
C4	Fund	582,82	0,06	-105,5	Exterior	540,83	7,09 cm²/m	200,00 cm²	12,43 cm²/m	ø16 //0,20	2,38 cm²/m	ø12 //0,250	0,40 m	47,60	185,9	VERDADEIRO
	Sism	82,57	0,01	-99,9	Exterior	277,49	7,09 cm²/m	200,00 cm²	10,05 cm²/m	ø16 //0,20	0,00 cm²/m		0,40 m	46,69	173,2	VERDADEIRO
C5	Fund	176,64	0,02	108,3	Interior	344,33	7,09 cm²/m	200,00 cm²	10,05 cm²/m	ø16 //0,20	0,00 cm²/m		0,40 m	163,34	173,2	VERDADEIRO
	Sism	81,27	0,01	93,5	Interior	261,58	7,09 cm²/m	200,00 cm²	10,05 cm²/m	ø16 //0,20	0,00 cm²/m		0,40 m	147,76	173,2	VERDADEIRO
C6	Fund	611,40	0,06	-97,6	Exterior	536,44	7,09 cm²/m	200,00 cm²	12,33 cm²/m	ø16 //0,20	2,28 cm²/m	ø12 //0,250	0,40 m	52,96	185,4	VERDADEIRO
	Sism	91,64	0,01	-95,9	Exterior	272,55	7,09 cm²/m	200,00 cm²	10,05 cm²/m	ø16 //0,20	0,00 cm²/m		0,40 m	44,77	173,2	VERDADEIRO
C7	Fund	761,22	0,08	108,6	Interior	637,40	7,09 cm²/m	200,00 cm²	14,65 cm²/m	ø16 //0,20	4,60 cm²/m	ø12 //0,200	0,40 m	158,77	196,3	VERDADEIRO
	Sism	258,48	0,03	81,5	Interior	321,80	7,09 cm²/m	200,00 cm²	10,05 cm²/m	ø16 //0,20	0,00 cm²/m		0,40 m	123,84	173,2	VERDADEIRO
C8	Fund	787,68	0,08	-102,4	Exterior	635,92	7,09 cm²/m	200,00 cm²	14,62 cm²/m	ø16 //0,20	4,57 cm²/m	ø12 //0,200	0,40 m	30,41	196,2	VERDADEIRO
	Sism	264,60	0,03	-71,2	Exterior	300,55	7,09 cm²/m	200,00 cm²	10,05 cm²/m	ø16 //0,20	0,00 cm²/m		0,40 m	29,97	173,2	VERDADEIRO
C9	Fund	387,08	0,04	137,7	Interior	519,09	7,09 cm²/m	200,00 cm²	11,93 cm²/m	ø16 //0,20	1,88 cm²/m	ø12 //0,250	0,40 m	142,32	183,4	VERDADEIRO



# VERIFICAÇÕES ESTRUTURAIS

	Sism	236,05	0,02	143,0	Interior	455,99	7,09 cm²/m	200,00 cm²	10,48 cm²/m	ø16 //0,20	0,43 cm²/m	ø12 //0,250	0,40 m	141,4	175,6	VERDADEIRO
D1	Fund	603,71	0,06	161,3	Interior	683,29	7,09 cm²/m	200,00 cm²	15,71 cm²/m	ø16 //0,20	5,65 cm²/m	ø12 //0,200	0,40 m	152,32	201,0	VERDADEIRO
	Sism	244,45	0,02	162,5	Interior	506,27	7,09 cm²/m	200,00 cm²	11,64 cm²/m	ø16 //0,20	1,59 cm²/m	ø12 //0,250	0,40 m	173,4	181,8	VERDADEIRO
D2	Fund	852,36	0,09	-84,0	Exterior	624,80	7,09 cm²/m	200,00 cm²	14,36 cm²/m	ø16 //0,20	4,31 cm²/m	ø12 //0,250	0,40 m	22,33	195,0	VERDADEIRO
	Sism	328,40	0,03	-77,6	Exterior	347,68	7,09 cm²/m	200,00 cm²	10,05 cm²/m	ø16 //0,20	0,00 cm²/m		0,40 m	11,85	173,2	VERDADEIRO
D3	Fund	680,43	0,07	133,9	Interior	656,81	7,09 cm²/m	200,00 cm²	15,10 cm²/m	ø16 //0,20	5,05 cm²/m	ø12 //0,200	0,40 m	180,99	198,3	VERDADEIRO
	Sism	253,85	0,03	113,7	Interior	395,75	7,09 cm²/m	200,00 cm²	10,05 cm²/m	ø16 //0,20	0,00 cm²/m		0,40 m	151,62	173,2	VERDADEIRO
D4	Fund	548,13	0,05	-101,1	Exterior	513,11	7,09 cm²/m	200,00 cm²	11,80 cm²/m	ø16 //0,20	1,74 cm²/m	ø12 //0,250	0,40 m	54,21	182,7	VERDADEIRO
	Sism	247,51	0,02	-90,0	Exterior	336,53	7,09 cm²/m	200,00 cm²	10,05 cm²/m	ø16 //0,20	0,00 cm²/m		0,40 m	46,55	173,2	VERDADEIRO
D5	Fund	592,23	0,06	146,2	Interior	641,81	7,09 cm²/m	200,00 cm²	14,75 cm²/m	ø16 //0,20	4,70 cm²/m	ø12 //0,200	0,40 m	177,77	196,8	VERDADEIRO
	Sism	229,48	0,02	92,6	Interior	333,67	7,09 cm²/m	200,00 cm²	10,05 cm²/m	ø16 //0,20	0,00 cm²/m		0,40 m	150,12	173,2	VERDADEIRO
D6	Fund	686,31	0,07	-111,4	Exterior	606,51	7,09 cm²/m	200,00 cm²	13,94 cm²/m	ø16 //0,20	3,89 cm²/m	ø12 //0,250	0,40 m	60,57	193,1	VERDADEIRO
	Sism	260,20	0,03	-100,6	Exterior	367,95	7,09 cm²/m	200,00 cm²	10,05 cm²/m	ø16 //0,20	0,00 cm²/m		0,40 m	48,46	173,2	VERDADEIRO
D7	Fund	796,59	0,08	100,5	Interior	635,98	7,09 cm²/m	200,00 cm²	14,62 cm²/m	ø16 //0,20	4,57 cm²/m	ø12 //0,200	0,40 m	147,60	196,2	VERDADEIRO
	Sism	294,54	0,03	75,6	Interior	325,97	7,09 cm²/m	200,00 cm²	10,05 cm²/m	ø16 //0,20	0,00 cm²/m		0,40 m	117,16	173,2	VERDADEIRO
D8	Fund	832,81	0,08	-103,1	Exterior	660,19	7,09 cm²/m	200,00 cm²	15,18 cm²/m	ø16 //0,20	5,12 cm²/m	ø12 //0,200	0,40 m	24,64	198,7	VERDADEIRO
	Sism	319,25	0,03	-80,4	Exterior	349,78	7,09 cm²/m	200,00 cm²	10,05 cm²/m	ø16 //0,20	0,00 cm²/m		0,40 m	12,08	173,2	VERDADEIRO
D9	Fund	564,65	0,06	163,0	Interior	667,78	7,09 cm²/m	200,00 cm²	15,35 cm²/m	ø16 //0,20	5,30 cm²/m	ø12 //0,200	0,40 m	184,23	199,4	VERDADEIRO
	Sism	231,09	0,02	164,7	Interior	505,01	7,09 cm²/m	200,00 cm²	11,61 cm²/m	ø16 //0,20	1,56 cm²/m	ø12 //0,250	0,40 m	173,45	181,7	VERDADEIRO
E1	Fund	736,26	0,07	82,9	Interior	564,22	7,09 cm²/m	200,00 cm²	12,97 cm²/m	ø16 //0,20	2,92 cm²/m	ø12 //0,250	0,40 m	70,08	188,5	VERDADEIRO
	Sism	288,88	0,03	80,9	Interior	335,74	7,09 cm²/m	200,00 cm²	10,05 cm²/m	ø16 //0,20	0,00 cm²/m		0,40 m	68,41	173,2	VERDADEIRO
E2	Fund	1072,83	0,11	-42,8	Exterior	637,53	7,09 cm²/m	200,00 cm²	14,66 cm²/m	ø16 //0,20	4,60 cm²/m	ø12 //0,200	0,40 m	16,92	196,4	VERDADEIRO
	Sism	585,04	0,06	-43,2	Exterior	394,74	7,09 cm²/m	200,00 cm²	10,05 cm²/m	ø16 //0,20	0,00 cm²/m		0,40 m	15,19	173,2	VERDADEIRO
E3	Fund	912,76	0,09	56,9	Interior	590,88	7,09 cm²/m	200,00 cm²	13,58 cm²/m	ø16 //0,20	3,53 cm²/m	ø12 //0,250	0,40 m	36,50	191,4	VERDADEIRO
	Sism	578,06	0,06	51,0	Interior	409,60	7,09 cm²/m	200,00 cm²	10,05 cm²/m	ø16 //0,20	0,00 cm²/m		0,40 m	33,33	173,2	VERDADEIRO
E4	Fund	905,65	0,09	-39,0	Exterior	544,92	7,09 cm²/m	200,00 cm²	12,53 cm²/m	ø16 //0,20	2,47 cm²/m	ø12 //0,250	0,40 m	12,85	186,4	VERDADEIRO
	Sism	550,41	0,06	-34,6	Exterior	356,91	7,09 cm²/m	200,00 cm²	10,05 cm²/m	ø16 //0,20	0,00 cm²/m		0,40 m	11,19	173,2	VERDADEIRO
E5	Fund	871,28	0,09	41,5	Interior	533,81	7,09 cm²/m	200,00 cm²	12,27 cm²/m	ø16 //0,20	2,22 cm²/m	ø12 //0,250	0,40 m	24,06	185,1	VERDADEIRO
	Sism	579,55	0,06	34,2	Interior	370,57	7,09 cm²/m	200,00 cm²	10,05 cm²/m	ø16 //0,20	0,00 cm²/m		0,40 m	19,55	173,2	VERDADEIRO
E6	Fund	902,98	0,09	-52,3	Exterior	575,07	7,09 cm²/m	200,00 cm²	13,22 cm²/m	ø16 //0,20	3,17 cm²/m	ø12 //0,250	0,40 m	13,08	189,7	VERDADEIRO
	Sism	567,52	0,06	-44,9	Exterior	389,98	7,09 cm²/m	200,00 cm²	10,05 cm²/m	ø16 //0,20	0,00 cm²/m		0,40 m	11,01	173,2	VERDADEIRO
E7	Fund	916,26	0,09	36,5	Interior	544,39	7,09 cm²/m	200,00 cm²	12,51 cm²/m	ø16 //0,20	2,46 cm²/m	ø12 //0,250	0,40 m	49,86	186,3	VERDADEIRO
	Sism	594,37	0,06	39,2	Interior	389,84	7,09 cm²/m	200,00 cm²	10,05 cm²/m	ø16 //0,20	0,00 cm²/m		0,40 m	51,46	173,2	VERDADEIRO
E8	Fund	904,26	0,09	-51,3	Exterior	573,49	7,09 cm²/m	200,00 cm²	13,18 cm²/m	ø16 //0,20	3,13 cm²/m	ø12 //0,250	0,40 m	64,82	189,6	VERDADEIRO
	Sism	548,61	0,05	-49,5	Exterior	391,38	7,09 cm²/m	200,00 cm²	10,05 cm²/m	ø16 //0,20	0,00 cm²/m		0,40 m	72,70	173,2	VERDADEIRO
E9	Fund	645,69	0,06	84,7	Interior	523,13	7,09 cm²/m	200,00 cm²	12,03 cm²/m	ø16 //0,20	1,97 cm²/m	ø12 //0,250	0,40 m	72,58	183,8	VERDADEIRO

# ENCONTROS EM COFRE DE BETÃO DE PONTES E VIADUTOS

	Sism	275,26	0,03	81,7	Interior	330,88	7,09 cm <sup>2</sup> /m	200,00 cm <sup>2</sup>	10,05 cm <sup>2</sup> /m	ø16 //0,20	0,00 cm <sup>2</sup> /m		0,40 m	69,97	173,2	VERDADEIRO
--	------	--------	------	------	----------	--------	----------------------------	---------------------------	-----------------------------	------------	----------------------------	--	--------	-------	-------	------------

## D.iv Muro de Testa – Direção YY

Quadro D.35 - Verificação estrutural do muro testa (direção YY)

Alinhamen- to	Com b	Muro Testa - Cálculo de Armaduras na direção TRÁFEGO																	
		Ned	v	M	Zona	Fs	As,mi n	As,ma x	As,pro v	Armadura		As,c	Armadura complemen- tar	As,d	Armadura distribuição	Sv,ma x	Ved	Vrd	Verif?
B1	Fun d	362,4 0	0,0 4	- 278, 3	Exteri- or	839,12	7,09 cm²/ m	200,00 cm²	19,29 cm²/m	ø1 6	//0,2 0	9,24 cm²/ m	ø16 //0,20 0	3,86 cm²/ m	ø1 6 //0,25 0	0,40 m	211,5	215, 2	VERDADEI- RO
	Sis m	374,3 0	0,0 4	- 279, 6	Exteri- or	848,14	7,09 cm²/ m	200,00 cm²	19,50 cm²/m	ø1 6	//0,2 0	9,44 cm²/ m	ø16 //0,20 0	3,90 cm²/ m	ø1 6 //0,25 0	0,40 m	215,6	216, 0	VERDADEI- RO
B2	Fun d	635,2 9	0,0 6	- 230, 0	Exteri- or	861,27	7,09 cm²/ m	200,00 cm²	19,80 cm²/m	ø1 6	//0,2 0	9,75 cm²/ m	ø16 //0,20 0	3,96 cm²/ m	ø1 6 //0,25 0	0,40 m	201,5	217, 1	VERDADEI- RO
	Sis m	261,8 0	0,0 3	172, 4	Interi- or	538,45	7,09 cm²/ m	200,00 cm²	12,38 cm²/m	ø1 6	//0,2 0	2,32 cm²/ m	ø16 //0,25 0	2,48 cm²/ m	ø1 6 //0,25 0	0,40 m	180,7	185, 6	VERDADEI- RO
B3	Fun d	496,6 8	0,0 5	256, 5	Interi- or	854,84	7,09 cm²/ m	200,00 cm²	19,65 cm²/m	ø1 6	//0,2 0	9,60 cm²/ m	ø16 //0,20 0	3,93 cm²/ m	ø1 6 //0,25 0	0,40 m	203,6	216, 5	VERDADEI- RO
	Sis m	293,7 3	0,0 3	284, 6	Interi- or	819,68	7,09 cm²/ m	200,00 cm²	18,84 cm²/m	ø1 6	//0,2 0	8,79 cm²/ m	ø16 //0,20 0	3,77 cm²/ m	ø1 6 //0,25 0	0,40 m	210,9	213, 5	VERDADEI- RO
B4	Fun d	442,1 3	0,0 4	105, 9	Interi- or	471,35	7,09 cm²/ m	200,00 cm²	10,84 cm²/m	ø1 6	//0,2 0	0,78 cm²/ m	ø16 //0,25 0	2,17 cm²/ m	ø1 6 //0,25 0	0,40 m	144,8 5	177, 6	VERDADEI- RO
	Sis m	264,1 2	0,0 3	301, 1	Interi- or	843,85	7,09 cm²/ m	200,00 cm²	19,40 cm²/m	ø1 6	//0,2 0	9,35 cm²/ m	ø16 //0,20 0	3,88 cm²/ m	ø1 6 //0,25 0	0,40 m	201,4	215, 6	VERDADEI- RO
B5	Fun d	665,5 2	0,0 7	217, 1	Interi- or	845,91	7,09 cm²/ m	200,00 cm²	19,45 cm²/m	ø1 6	//0,2 0	9,39 cm²/ m	ø16 //0,20 0	3,89 cm²/ m	ø1 6 //0,25 0	0,40 m	189,2	215, 8	VERDADEI- RO
	Sis m	109,9 3	0,0 1	328, 9	Interi- or	832,50	7,09 cm²/ m	200,00 cm²	19,14 cm²/m	ø1 6	//0,2 0	9,08 cm²/ m	ø16 //0,20 0	3,83 cm²/ m	ø1 6 //0,25 0	0,40 m	178,6	214, 6	VERDADEI- RO
B6	Fun d	356,7 9	0,0 4	72,1	Interi- or	348,86	7,09 cm²/ m	200,00 cm²	10,05 cm²/m	ø1 6	//0,2 0	0,00 cm²/ m		2,01 cm²/ m	ø1 6 //0,25 0	0,40 m	37,12	173, 2	VERDADEI- RO
	Sis m	168,3 4	0,0 2	233, 7	Interi- or	636,60	7,09 cm²/ m	200,00 cm²	14,63 cm²/m	ø1 6	//0,2 0	4,58 cm²/ m	ø8 //0,10 0	2,93 cm²/ m	ø1 6 //0,25 0	0,40 m	145,7	196, 3	VERDADEI- RO
B7	Fun d	387,4 4	0,0 4	305, 4	Interi- or	915,77	7,09 cm²/ m	200,00 cm²	21,05 cm²/m	ø1 6	//0,2 0	11,00 cm²/ m	ø16 //0,17 5	4,21 cm²/ m	ø1 6 //0,25 0	0,40 m	219,1	221, 6	VERDADEI- RO
	Sis m	294,9 8	0,0 3	444, 5	Interi- or	1198,4 2	7,09 cm²/ m	200,00 cm²	27,55 cm²/m	ø1 6	//0,2 0	17,50 cm²/ m	ø16 //0,10 0	5,51 cm²/ m	ø1 6 //0,25 0	0,40 m	239,4	242, 3	VERDADEI- RO
B8	Fun d	102,0 2	0,0 1	-82,1	Exteri- or	245,15	7,09 cm²/ m	200,00 cm²	10,05 cm²/m	ø1 6	//0,2 0	0,00 cm²/ m		2,01 cm²/ m	ø1 6 //0,25 0	0,40 m	95,85	173, 2	VERDADEI- RO
	Sis m	81,70	0,0 1	92,8	Interi- or	260,33	7,09 cm²/ m	200,00 cm²	10,05 cm²/m	ø1 6	//0,2 0	0,00 cm²/ m		2,01 cm²/ m	ø1 6 //0,25 0	0,40 m	75,48	173, 2	VERDADEI- RO
B9	Fun d	470,7 1	0,0 5	- 335, 4	Exteri- or	1028,3 5	7,09 cm²/ m	200,00 cm²	23,64 cm²/m	ø1 6	//0,2 0	13,59 cm²/ m	ø16 //0,12 5	4,73 cm²/ m	ø1 6 //0,25 0	0,40 m	193,7	230, 3	VERDADEI- RO
	Sis m	157,9 5	0,0 2	- 376, 2	Exteri- or	968,43	7,09 cm²/ m	200,00 cm²	22,26 cm²/m	ø1 6	//0,2 0	12,21 cm²/ m	ø16 //0,15 0	4,45 cm²/ m	ø1 6 //0,25 0	0,40 m	222,9	225, 7	VERDADEI- RO
E1	Fun d	736,2 6	0,0 7	164, 4	Interi- or	756,78	7,09 cm²/ m	200,00 cm²	17,40 cm²/m	ø1 6	//0,2 0	7,34 cm²/ m	ø16 //0,25 0	3,48 cm²/ m	ø1 6 //0,25 0	0,40 m	40,80	207, 9	VERDADEI- RO
	Sis m	288,8 8	0,0 3	264, 9	Interi- or	770,68	7,09 cm²/ m	200,00 cm²	17,72 cm²/m	ø1 6	//0,2 0	7,66 cm²/ m	ø16 //0,25 0	3,54 cm²/ m	ø1 6 //0,25 0	0,40 m	72,17	209, 2	VERDADEI- RO
E2	Fun	977,7	0,1	140,	Inte-	820,07	7,09	200,00	18,85	ø1	//0,2	8,80	ø16 //0,20	3,77	ø1 //0,25	0,40 m	155,2	213,	VERDADEI-

ENCONTROS EM COFRE DE BETÃO DE PONTES E VIADUTOS

	d	0	0	1	rior		cm <sup>2</sup> / m	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	6	0	cm <sup>2</sup> / m	0	cm <sup>2</sup> / m	6	0		0	6	RO
	Sis m	585,0 4	0,0 6	119, 1	Inter- rior	574,04	7,09 cm <sup>2</sup> / m	200,00 cm <sup>2</sup>	13,20 cm <sup>2</sup> /m	Ø1 6	//0,2 0	3,14 cm <sup>2</sup> / m	Ø16 //0,25 0	2,64 cm <sup>2</sup> / m	Ø1 6	//0,25 0	0,40 m	122,1 0	189, 6	VERDADEI- RO
E3	Fund	912,7 6	0,0 9	154, 3	Inter- rior	821,23	7,09 cm <sup>2</sup> / m	200,00 cm <sup>2</sup>	18,88 cm <sup>2</sup> /m	Ø1 6	//0,2 0	8,83 cm <sup>2</sup> / m	Ø16 //0,20 0	3,78 cm <sup>2</sup> / m	Ø1 6	//0,25 0	0,40 m	133,9 5	213, 7	VERDADEI- RO
	Sis m	578,0 6	0,0 6	128, 2	Inter- rior	592,00	7,09 cm <sup>2</sup> / m	200,00 cm <sup>2</sup>	13,61 cm <sup>2</sup> /m	Ø1 6	//0,2 0	3,56 cm <sup>2</sup> / m	Ø16 //0,25 0	2,72 cm <sup>2</sup> / m	Ø1 6	//0,25 0	0,40 m	106,4 1	191, 6	VERDADEI- RO
E4	Fund	905,6 5	0,0 9	164, 3	Inter- rior	841,35	7,09 cm <sup>2</sup> / m	200,00 cm <sup>2</sup>	19,34 cm <sup>2</sup> /m	Ø1 6	//0,2 0	9,29 cm <sup>2</sup> / m	Ø16 //0,20 0	3,87 cm <sup>2</sup> / m	Ø1 6	//0,25 0	0,40 m	167,2 4	215, 4	VERDADEI- RO
	Sis m	550,4 1	0,0 6	136, 3	Inter- rior	597,38	7,09 cm <sup>2</sup> / m	200,00 cm <sup>2</sup>	13,73 cm <sup>2</sup> /m	Ø1 6	//0,2 0	3,68 cm <sup>2</sup> / m	Ø16 //0,25 0	2,75 cm <sup>2</sup> / m	Ø1 6	//0,25 0	0,40 m	131,1 7	192, 1	VERDADEI- RO
E5	Fund	871,2 8	0,0 9	153, 0	Inter- rior	797,36	7,09 cm <sup>2</sup> / m	200,00 cm <sup>2</sup>	18,33 cm <sup>2</sup> /m	Ø1 6	//0,2 0	8,28 cm <sup>2</sup> / m	Ø16 //0,20 0	3,67 cm <sup>2</sup> / m	Ø1 6	//0,25 0	0,40 m	169,7 8	211, 6	VERDADEI- RO
	Sis m	579,5 5	0,0 6	126, 3	Inter- rior	588,36	7,09 cm <sup>2</sup> / m	200,00 cm <sup>2</sup>	13,53 cm <sup>2</sup> /m	Ø1 6	//0,2 0	3,47 cm <sup>2</sup> / m	Ø16 //0,25 0	2,71 cm <sup>2</sup> / m	Ø1 6	//0,25 0	0,40 m	146,7 6	191, 2	VERDADEI- RO
E	Fund	902,9 8	0,0 9	179, 0	Inter- rior	874,57	7,09 cm <sup>2</sup> / m	200,00 cm <sup>2</sup>	20,11 cm <sup>2</sup> /m	Ø1 6	//0,2 0	10,05 cm <sup>2</sup> / m	Ø16 //0,20 0	4,02 cm <sup>2</sup> / m	Ø1 6	//0,25 0	0,40 m	166,0 0	218, 2	VERDADEI- RO
	Sis m	567,5 2	0,0 6	148, 3	Inter- rior	634,33	7,09 cm <sup>2</sup> / m	200,00 cm <sup>2</sup>	14,58 cm <sup>2</sup> /m	Ø1 6	//0,2 0	4,53 cm <sup>2</sup> / m	Ø16 //0,25 0	2,92 cm <sup>2</sup> / m	Ø1 6	//0,25 0	0,40 m	130,3 0	196, 0	VERDADEI- RO
E7	Fund	916,2 6	0,0 9	130, 3	Inter- rior	766,23	7,09 cm <sup>2</sup> / m	200,00 cm <sup>2</sup>	17,61 cm <sup>2</sup> /m	Ø1 6	//0,2 0	7,56 cm <sup>2</sup> / m	Ø16 //0,25 0	3,52 cm <sup>2</sup> / m	Ø1 6	//0,25 0	0,40 m	155,6 0	208, 8	VERDADEI- RO
	Sis m	594,3 7	0,0 6	113, 2	Inter- rior	564,75	7,09 cm <sup>2</sup> / m	200,00 cm <sup>2</sup>	12,98 cm <sup>2</sup> /m	Ø1 6	//0,2 0	2,93 cm <sup>2</sup> / m	Ø16 //0,25 0	2,60 cm <sup>2</sup> / m	Ø1 6	//0,25 0	0,40 m	132,2 5	188, 6	VERDADEI- RO
E8	Fund	904,2 6	0,0 9	138, 8	Inter- rior	780,29	7,09 cm <sup>2</sup> / m	200,00 cm <sup>2</sup>	17,94 cm <sup>2</sup> /m	Ø1 6	//0,2 0	7,88 cm <sup>2</sup> / m	Ø16 //0,25 0	3,59 cm <sup>2</sup> / m	Ø1 6	//0,25 0	0,40 m	155,0 8	210, 0	VERDADEI- RO
	Sis m	548,6 1	0,0 5	112, 1	Inter- rior	539,21	7,09 cm <sup>2</sup> / m	200,00 cm <sup>2</sup>	12,40 cm <sup>2</sup> /m	Ø1 6	//0,2 0	2,34 cm <sup>2</sup> / m	Ø16 //0,25 0	2,48 cm <sup>2</sup> / m	Ø1 6	//0,25 0	0,40 m	117,9 7	185, 7	VERDADEI- RO
E9	Fund	645,6 9	0,0 6	61,4	Inter- rior	468,03	7,09 cm <sup>2</sup> / m	200,00 cm <sup>2</sup>	10,76 cm <sup>2</sup> /m	Ø1 6	//0,2 0	0,71 cm <sup>2</sup> / m	Ø16 //0,25 0	2,15 cm <sup>2</sup> / m	Ø1 6	//0,25 0	0,40 m	52,39	177, 1	VERDADEI- RO
	Sis m	275,2 6	0,0 3	54,7	Inter- rior	266,91	7,09 cm <sup>2</sup> / m	200,00 cm <sup>2</sup>	10,05 cm <sup>2</sup> /m	Ø1 6	//0,2 0	0,00 cm <sup>2</sup> / m		2,01 cm <sup>2</sup> / m	Ø1 6	//0,25 0	0,40 m	77,52	173, 2	VERDADEI- RO

**D.v Sapata – Direção XX e YY**

Quadro D.36 - Verificação estrutural da sapata (direção XX)

Alinhamento	Comb	Sapata - Cálculo de Armaduras na direção XX											
		Ned	v	M	Zona	Fs	As,min	As,max	As,prov	Armadura		As,c	Armadura complementar
C5	Fund	1094,20	0,04	-1438,9	Superior	1714,09	20,66 cm <sup>2</sup> /m	560,00 cm <sup>2</sup>	39,40 cm <sup>2</sup> /m	ø25	//0,150	0,13 cm <sup>2</sup> /m	ø20 //0,250
	Sism	1534,61	0,05	-1632,5	Superior	2091,34	20,66 cm <sup>2</sup> /m	560,00 cm <sup>2</sup>	48,08 cm <sup>2</sup> /m	ø25	//0,150	8,81 cm <sup>2</sup> /m	ø20 //0,250
E5	Fund	1732,54	0,06	-1294,5	Superior	1916,15	20,66 cm <sup>2</sup> /m	560,00 cm <sup>2</sup>	44,05 cm <sup>2</sup> /m	ø25	//0,167	4,78 cm <sup>2</sup> /m	ø20 //0,250
	Sism	1628,42	0,06	-1403,4	Superior	1952,41	20,66 cm <sup>2</sup> /m	560,00 cm <sup>2</sup>	44,88 cm <sup>2</sup> /m	ø25	//0,168	5,61 cm <sup>2</sup> /m	ø20 //0,250
G5	Fund	1098,30	0,04	-1732,3	Superior	1954,11	20,66 cm <sup>2</sup> /m	560,00 cm <sup>2</sup>	44,92 cm <sup>2</sup> /m	ø25	//0,171	5,65 cm <sup>2</sup> /m	ø20 //0,250
	Sism	1249,63	0,04	-1943,5	Superior	2201,07	20,66 cm <sup>2</sup> /m	560,00 cm <sup>2</sup>	50,60 cm <sup>2</sup> /m	ø25	//0,172	11,33 cm <sup>2</sup> /m	ø20 //0,250

Quadro D.37 - Verificação estrutural da sapata (direção YY)

Alinhamento	Comb	Sapata - Cálculo de Armaduras na direção TRÁFEGO											
		Ned	v	M	Zona	Fs	As,min	As,max	As,prov	Armadura		As,c	Armadura complementar
B1	Fund	1362,36	0,05	-1821,7	Superior	2158,61	20,66 cm <sup>2</sup> /m	560,00 cm <sup>2</sup>	49,62 cm <sup>2</sup> /m	ø25	//0,100	0,54 cm <sup>2</sup> /m	ø20 //0,250
	Sism	1828,17	0,07	-2245,5	Superior	2735,29	20,66 cm <sup>2</sup> /m	560,00 cm <sup>2</sup>	62,88 cm <sup>2</sup> /m	ø25	//0,100	13,79 cm <sup>2</sup> /m	ø20 //0,200
B3	Fund	1099,60	0,04	-2020,0	Superior	2188,11	20,66 cm <sup>2</sup> /m	560,00 cm <sup>2</sup>	50,30 cm <sup>2</sup> /m	ø25	//0,100	1,21 cm <sup>2</sup> /m	ø20 //0,250
	Sism	1499,84	0,05	-2051,6	Superior	2413,82	20,66 cm <sup>2</sup> /m	560,00 cm <sup>2</sup>	55,49 cm <sup>2</sup> /m	ø25	//0,100	6,40 cm <sup>2</sup> /m	ø20 //0,250
B5	Fund	1734,54	0,06	-1891,9	Superior	2401,67	20,66 cm <sup>2</sup> /m	560,00 cm <sup>2</sup>	55,21 cm <sup>2</sup> /m	ø25	//0,100	6,12 cm <sup>2</sup> /m	ø20 //0,250
	Sism	1349,72	0,05	-1948,3	Superior	2255,01	20,66 cm <sup>2</sup> /m	560,00 cm <sup>2</sup>	51,84 cm <sup>2</sup> /m	ø25	//0,100	2,75 cm <sup>2</sup> /m	ø20 //0,250

## D.vi      Contraforte Muro Ala e Muro de Testa – Direção XX

Quadro D.38 - Verificação estrutural do contraforte (direção XX)

	Alinhamento	Comb	Contraforte - Cálculo de Armaduras na direção XX									Força de arranque		
			M	Zona	μ	ω	As,min	As,max	As,prov	Armadura	As,c	Ned	Nrd	Verif?
Contraforte Muro Ala	A1	Fund	214,0	Inferior	0,048	0,050	7,09 cm²/m	200,00 cm²	15,71 cm²/m	ø20 //0,200	0,00 cm²/m	38,600	683,296	VERDADEIRO
		Sism	302,4	Inferior	0,068	0,071	7,09 cm²/m	200,00 cm²	15,71 cm²/m	ø20 //0,200	0,00 cm²/m	128,500	683,296	VERDADEIRO
	A2	Fund	298,1	Inferior	0,067	0,070	7,09 cm²/m	200,00 cm²	15,71 cm²/m	ø20 //0,200	0,00 cm²/m	300,270	683,296	VERDADEIRO
		Sism	310,2	Inferior	0,070	0,073	7,09 cm²/m	200,00 cm²	15,75 cm²/m	ø20 //0,200	0,04 cm²/m	510,235	686,615	VERDADEIRO
	B1	Fund	210,3	Inferior	0,048	0,049	7,09 cm²/m	200,00 cm²	15,71 cm²/m	ø20 //0,200	0,00 cm²/m	507,070	683,296	VERDADEIRO
		Sism	273,7	Inferior	0,062	0,064	7,09 cm²/m	200,00 cm²	15,71 cm²/m	ø20 //0,200	0,00 cm²/m	603,125	683,296	VERDADEIRO
	B2	Fund	242,4	Inferior	0,055	0,056	7,09 cm²/m	200,00 cm²	15,71 cm²/m	ø20 //0,200	0,00 cm²/m	517,830	683,296	VERDADEIRO
		Sism	305,0	Inferior	0,069	0,072	7,09 cm²/m	200,00 cm²	15,71 cm²/m	ø20 //0,200	0,00 cm²/m	645,570	683,296	VERDADEIRO
	C1	Fund	279,1	Inferior	0,063	0,065	7,09 cm²/m	200,00 cm²	15,71 cm²/m	ø20 //0,200	0,00 cm²/m	619,781	683,296	VERDADEIRO
		Sism	306,3	Inferior	0,069	0,072	7,09 cm²/m	200,00 cm²	15,71 cm²/m	ø20 //0,200	0,00 cm²/m	648,383	683,296	VERDADEIRO
	C2	Fund	-164,3	Superior	0,037	0,038	7,09 cm²/m	200,00 cm²	15,71 cm²/m	ø20 //0,200	0,00 cm²/m	538,455	683,296	VERDADEIRO
		Sism	-201,3	Superior	0,046	0,047	7,09 cm²/m	200,00 cm²	15,71 cm²/m	ø20 //0,200	0,00 cm²/m	619,980	683,296	VERDADEIRO
Contraforte Muro Testa	A1	Fund	-268,1	Superior	0,061	0,063	7,09 cm²/m	200,00 cm²	15,71 cm²/m	ø20 //0,200	0,00 cm²/m	242,630	683,296	VERDADEIRO
		Sism	-231,0	Superior	0,052	0,054	7,09 cm²/m	200,00 cm²	15,71 cm²/m	ø20 //0,200	0,00 cm²/m	115,790	683,296	VERDADEIRO
	A2	Fund	-63,9	Superior	0,014	0,015	7,09 cm²/m	200,00 cm²	15,71 cm²/m	ø20 //0,200	0,00 cm²/m	259,060	683,296	VERDADEIRO
		Sism	-123,0	Superior	0,028	0,028	7,09 cm²/m	200,00 cm²	15,71 cm²/m	ø20 //0,200	0,00 cm²/m	100,480	683,296	VERDADEIRO
	B1	Fund	11,9	Inferior	0,003	0,003	7,09 cm²/m	200,00 cm²	15,71 cm²/m	ø20 //0,200	0,00 cm²/m	607,880	683,296	VERDADEIRO
		Sism	11,8	Inferior	0,003	0,003	7,09 cm²/m	200,00 cm²	15,71 cm²/m	ø20 //0,200	0,00 cm²/m	347,070	683,296	VERDADEIRO
	B2	Fund	137,9	Inferior	0,031	0,032	7,09 cm²/m	200,00 cm²	15,71 cm²/m	ø20 //0,200	0,00 cm²/m	647,700	683,296	VERDADEIRO
		Sism	41,9	Inferior	0,009	0,010	7,09 cm²/m	200,00 cm²	15,71 cm²/m	ø20 //0,200	0,00 cm²/m	580,850	683,296	VERDADEIRO
	C1	Fund	82,0	Inferior	0,019	0,019	7,09 cm²/m	200,00 cm²	15,71 cm²/m	ø20 //0,200	0,00 cm²/m	599,410	683,296	VERDADEIRO
		Sism	99,5	Inferior	0,023	0,023	7,09 cm²/m	200,00 cm²	15,71 cm²/m	ø20 //0,200	0,00 cm²/m	410,020	683,296	VERDADEIRO
	C2	Fund	-21,1	Superior	0,005	0,005	7,09 cm²/m	200,00 cm²	15,71 cm²/m	ø20 //0,200	0,00 cm²/m	616,200	683,296	VERDADEIRO
		Sism	-33,0	Superior	0,007	0,008	7,09 cm²/m	200,00 cm²	15,71 cm²/m	ø20 //0,200	0,00 cm²/m	331,270	683,296	VERDADEIRO

## D.vii Contraforte Muro Ala e Muro de Testa – Direção YY

Quadro D.39 - Verificação estrutural do contraforte (direção YY)

	Alinhamento	Comb	Contraforte - Cálculo de Armaduras na direção TRÁFEGO								
			M	Zona	$\mu$	$\omega$	As,min	As,max	As,prov	Armadura	As,c
Contraforte Muro Ala	A1	Fund	18,5	Inferior	0,004	0,004	7,09 cm <sup>2</sup> /m	200,00 cm <sup>2</sup>	15,71 cm <sup>2</sup> /m	ø20 //0,200	0,00 cm <sup>2</sup> /m
		Sism	29,0	Inferior	0,007	0,007	7,09 cm <sup>2</sup> /m	200,00 cm <sup>2</sup>	15,71 cm <sup>2</sup> /m	ø20 //0,200	0,00 cm <sup>2</sup> /m
	A2	Fund	58,2	Inferior	0,013	0,013	7,09 cm <sup>2</sup> /m	200,00 cm <sup>2</sup>	15,71 cm <sup>2</sup> /m	ø20 //0,200	0,00 cm <sup>2</sup> /m
		Sism	78,0	Inferior	0,018	0,018	7,09 cm <sup>2</sup> /m	200,00 cm <sup>2</sup>	15,71 cm <sup>2</sup> /m	ø20 //0,200	0,00 cm <sup>2</sup> /m
	B1	Fund	35,0	Inferior	0,008	0,008	7,09 cm <sup>2</sup> /m	200,00 cm <sup>2</sup>	15,71 cm <sup>2</sup> /m	ø20 //0,200	0,00 cm <sup>2</sup> /m
		Sism	53,6	Inferior	0,012	0,012	7,09 cm <sup>2</sup> /m	200,00 cm <sup>2</sup>	15,71 cm <sup>2</sup> /m	ø20 //0,200	0,00 cm <sup>2</sup> /m
	B2	Fund	61,3	Inferior	0,014	0,014	7,09 cm <sup>2</sup> /m	200,00 cm <sup>2</sup>	15,71 cm <sup>2</sup> /m	ø20 //0,200	0,00 cm <sup>2</sup> /m
		Sism	94,4	Inferior	0,021	0,022	7,09 cm <sup>2</sup> /m	200,00 cm <sup>2</sup>	15,71 cm <sup>2</sup> /m	ø20 //0,200	0,00 cm <sup>2</sup> /m
	C1	Fund	-69,6	Superior	0,016	0,016	7,09 cm <sup>2</sup> /m	200,00 cm <sup>2</sup>	15,71 cm <sup>2</sup> /m	ø20 //0,200	0,00 cm <sup>2</sup> /m
		Sism	-113,8	Superior	0,026	0,026	7,09 cm <sup>2</sup> /m	200,00 cm <sup>2</sup>	15,71 cm <sup>2</sup> /m	ø20 //0,200	0,00 cm <sup>2</sup> /m
	C2	Fund	65,1	Inferior	0,015	0,015	7,09 cm <sup>2</sup> /m	200,00 cm <sup>2</sup>	15,71 cm <sup>2</sup> /m	ø20 //0,200	0,00 cm <sup>2</sup> /m
		Sism	94,7	Inferior	0,021	0,022	7,09 cm <sup>2</sup> /m	200,00 cm <sup>2</sup>	15,71 cm <sup>2</sup> /m	ø20 //0,200	0,00 cm <sup>2</sup> /m
Contraforte Muro Testa	A1	Fund	-18,1	Superior	0,004	0,004	7,09 cm <sup>2</sup> /m	200,00 cm <sup>2</sup>	15,71 cm <sup>2</sup> /m	ø20 //0,200	0,00 cm <sup>2</sup> /m
		Sism	-19,3	Superior	0,004	0,004	7,09 cm <sup>2</sup> /m	200,00 cm <sup>2</sup>	15,71 cm <sup>2</sup> /m	ø20 //0,200	0,00 cm <sup>2</sup> /m
	A2	Fund	-31,2	Superior	0,007	0,007	7,09 cm <sup>2</sup> /m	200,00 cm <sup>2</sup>	15,71 cm <sup>2</sup> /m	ø20 //0,200	0,00 cm <sup>2</sup> /m
		Sism	-30,3	Superior	0,007	0,007	7,09 cm <sup>2</sup> /m	200,00 cm <sup>2</sup>	15,71 cm <sup>2</sup> /m	ø20 //0,200	0,00 cm <sup>2</sup> /m
	B1	Fund	-27,3	Superior	0,006	0,006	7,09 cm <sup>2</sup> /m	200,00 cm <sup>2</sup>	15,71 cm <sup>2</sup> /m	ø20 //0,200	0,00 cm <sup>2</sup> /m
		Sism	-30,2	Superior	0,007	0,007	7,09 cm <sup>2</sup> /m	200,00 cm <sup>2</sup>	15,71 cm <sup>2</sup> /m	ø20 //0,200	0,00 cm <sup>2</sup> /m
	B2	Fund	27,4	Inferior	0,006	0,006	7,09 cm <sup>2</sup> /m	200,00 cm <sup>2</sup>	15,71 cm <sup>2</sup> /m	ø20 //0,200	0,00 cm <sup>2</sup> /m
		Sism	29,8	Inferior	0,007	0,007	7,09 cm <sup>2</sup> /m	200,00 cm <sup>2</sup>	15,71 cm <sup>2</sup> /m	ø20 //0,200	0,00 cm <sup>2</sup> /m
	C1	Fund	69,9	Inferior	0,016	0,016	7,09 cm <sup>2</sup> /m	200,00 cm <sup>2</sup>	15,71 cm <sup>2</sup> /m	ø20 //0,200	0,00 cm <sup>2</sup> /m
		Sism	76,3	Inferior	0,017	0,017	7,09 cm <sup>2</sup> /m	200,00 cm <sup>2</sup>	15,71 cm <sup>2</sup> /m	ø20 //0,200	0,00 cm <sup>2</sup> /m
	C2	Fund	44,3	Inferior	0,010	0,010	7,09 cm <sup>2</sup> /m	200,00 cm <sup>2</sup>	15,71 cm <sup>2</sup> /m	ø20 //0,200	0,00 cm <sup>2</sup> /m
		Sism	49,6	Inferior	0,011	0,011	7,09 cm <sup>2</sup> /m	200,00 cm <sup>2</sup>	15,71 cm <sup>2</sup> /m	ø20 //0,200	0,00 cm <sup>2</sup> /m





## **APÊNDICE E    PORMENORIZAÇÃO DO CASO PRÁTICO**

**E.i            Muro Ala**



**E.ii Muro de testa**



**E.iii          Sapata**



**E.iv            Contrafortes e corte A-A**





## ANEXO I AÇÃO SÍSMICA

Quadro I.40 – Aceleração máxima de referência nas diferentes zonas sísmicas [17]

Ação sísmica do tipo 1		Ação sísmica do tipo 2	
Zona Sísmica	$a_{gR} (m/s^2)$	Zona Sísmica	$a_{gR} (m/s^2)$
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	-	-

Quadro I.41 – Valores do coeficiente  $r$  para o calculo do coeficiente sísmico horizontal [16]

Tipos de estruturas de suporte	$r$
Muros de gravidade livres que admitam um deslocamento até $d_r = 300\alpha S(\text{mm})$	2
Muros de gravidade livres que admitam um deslocamento até $d_r = 200\alpha S(\text{mm})$	1,5
Muros de betão armado em flexão, muros ancorados ou contraventados, muros de betão armado fundados em estacas verticais, paredes de caves travadas e encontros de pontes.	1

Quadro I.42 – Tipos de Terreno [17]

Tipo de Terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT}$ (pancadas/30 cm)	$c_u$ (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica do tipo rochoso, no máximo, 5 m de material mais fraco	>800	-	-
B	Depósitos de areia muito compactada, de seixo (cascalho) ou argila muito rija, com uma espessura de pelo menos, varias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360 – 800	>50	>250
C	Depósitos profundos de areia compacta medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou argila rija com uma espessura entre varias dezenas e muitas centenas de metros	180 - 360	15 - 50	70 - 250
D	Depósitos de solos não coesivos de compacidade baixa a	<180	<15	<70

	<i>media (com ou sem alguns estratos de solo coesivo moles), ou de solos predominantemente coesivo de consistência mole a dura</i>			
<i>E</i>	<i>Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de <math>v_s</math> do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com <math>v_s &gt; 800</math> m/s</i>	-	-	-

Quadro I.43 – Valores recomendados para o coeficiente do solo [17]

<i>Tipo de Terreno</i>	<i>S (para espectros de resposta do tipo I)</i>	<i>S (para espectros de resposta do tipo II)</i>
<i>A</i>	<i>1,0</i>	<i>1,0</i>
<i>B</i>	<i>1,2</i>	<i>1,35</i>
<i>C</i>	<i>1,15</i>	<i>1,5</i>
<i>D</i>	<i>1,35</i>	<i>1,8</i>
<i>E</i>	<i>1,4</i>	<i>1,6</i>

Quadro I.44 – Classe de importância dos edifícios [17]

<i>Classes de importância</i>	<i>Edifícios</i>
<i>I</i>	Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo edifícios agrícolas, etc.
<i>II</i>	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.
<i>III</i>	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.
<i>IV</i>	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para proteção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais elétricas, etc.

Quadro I.45 – Coeficiente de importância  $\gamma_I$  [17]

<i>Classe de importância</i>	<i>Ação sísmica do tipo 1</i>	<i>Ação sísmica do tipo 2</i>	
		<i>Continente</i>	<i>Açores</i>
<i>I</i>	<i>0,65</i>	<i>0,75</i>	<i>0,85</i>
<i>II</i>	<i>1,00</i>	<i>1,00</i>	<i>1,00</i>
<i>III</i>	<i>1,45</i>	<i>1,25</i>	<i>1,15</i>

<i>IV</i>	<i>1,95</i>	<i>1,50</i>	<i>1,35</i>
-----------	-------------	-------------	-------------

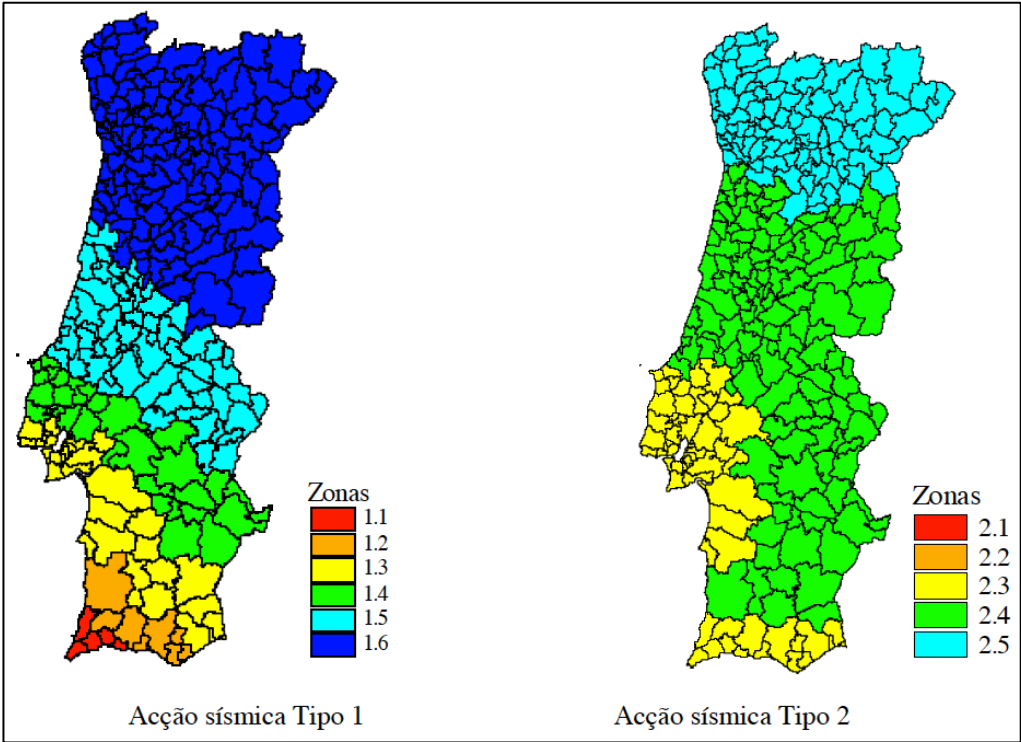


Figura I.1 – Zona sísmica para Portugal Continental [17]

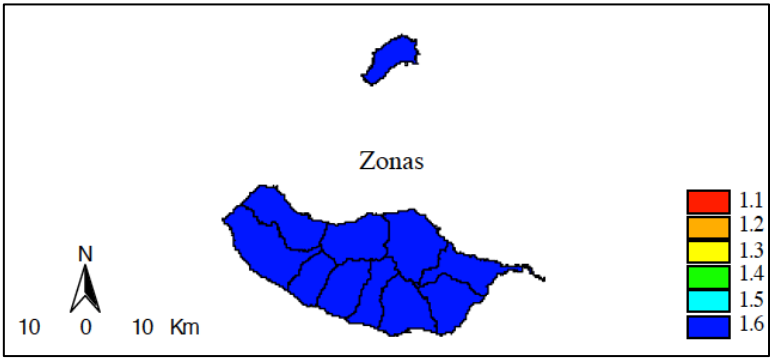


Figura I.2 – Zona sísmica no Arquipélago da Madeira (ação sísmica do tipo 1) [17]

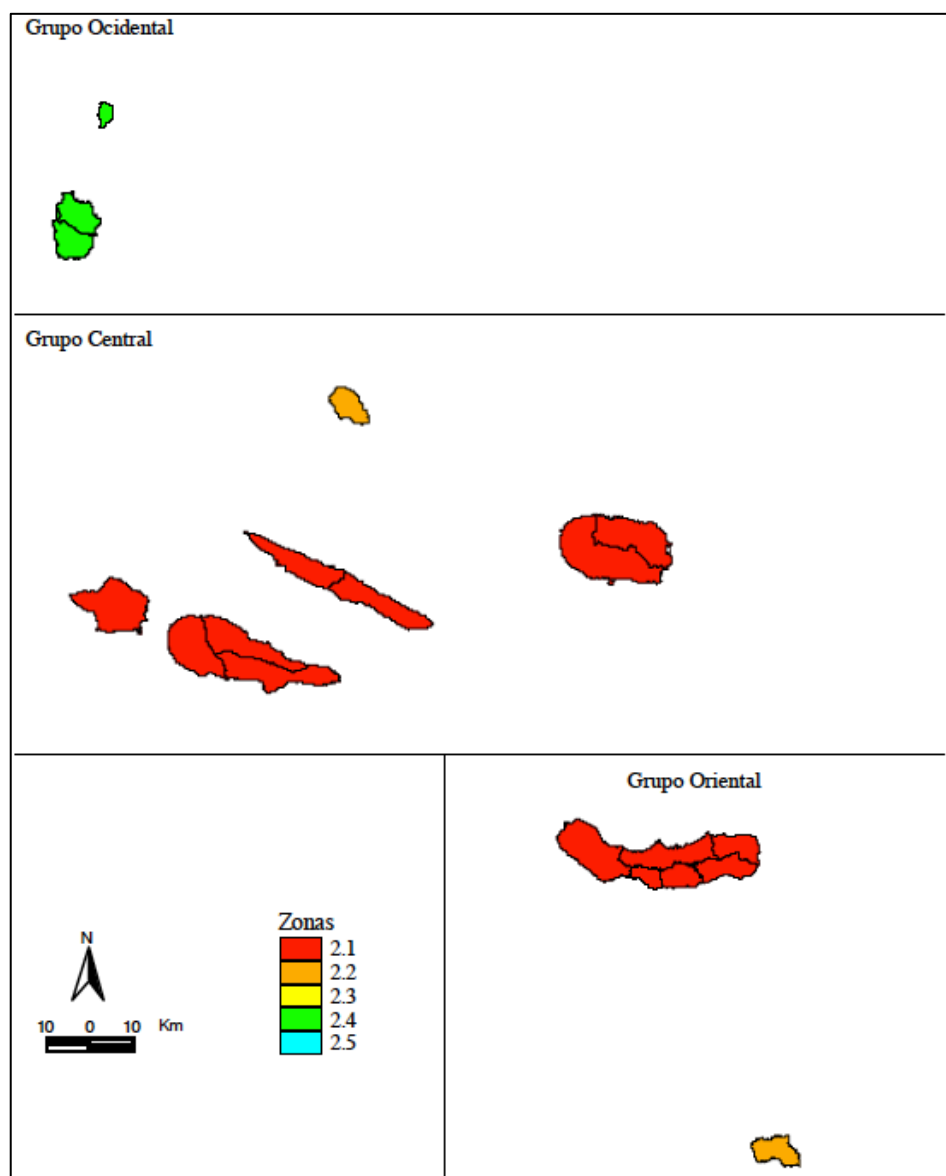


Figura I.3 – Zona sísmica no Arquipélago dos Açores (ação sísmica do tipo 2) [17]